

**Recomendaciones para el
modelado no lineal de losas planas
de hormigón armado sometidas a
derivas sísmicas con elementos
tipo shell mediante el software
comercial SAP2000**

Treball realitzat per:

Alexis Johariv Ramírez Pérez

Dirigit per:

Jesús Bairán

Màster en:

Enginyeria Estructural i de la Construcció

Barcelona, **Mayo 2020**

Departament d'Enginyeria Civil y Ambienta

TREBALL FINAL DE MÀSTER

Resumen

Los sistemas estructurales basados en columnas y losas planas son comúnmente utilizados para edificaciones. Su práctica se popularizó en la industria debido a las ventajas que presentan, tanto arquitectónica como constructivamente, al tener normalmente un canto pequeño, ayuda a maximizar el espacio y así obtener el mayor número de pisos posibles. Estéticamente, también es muy atractivo el hecho de no visualizar un elemento tipo viga saliendo por debajo del forjado. Desde el punto de vista constructivo, resulta más fácil acomodar la armadura y hormigonar este tipo de elementos que la de una losa con aligerantes, esto reduce tiempos de ejecución que se ven reflejados en ahorro monetario. En la actualidad, sigue siendo muy utilizada mayormente en Estados Unidos, Europa, incluyendo España, donde el coste de la mano de obra domina sobre el costo de los materiales. Sin embargo, este sistema ha presentado problemas en zonas con actividad sísmica, tales como la flexibilidad lateral, produciendo grandes derivas de piso, así como la transmisión de los esfuerzos de flexión y cortante de las cargas laterales en la unión entre losa y columna. Estas acciones, al ser resultado de un evento dinámico y de respuesta inercial, pueden ser difíciles de estimar, lo cual complica el diseño de estos elementos. La presente investigación se centra en proponer las técnicas adecuadas que permitan el modelado que mejor se aproxime al comportamiento no lineal real de la estructura, utilizando el software comercial SAP2000 y aprovechando al máximo sus funciones automatizadas y de análisis no-lineal, para así disponer de una herramienta útil a nivel ingenieril. El objetivo es dar indicaciones para el modelado y evaluación del desempeño sísmico mediante elementos de 1D y 2D, reduciendo la necesidad de simulaciones de alto coste computacional basadas en elementos finitos 3D. Para lograr este objetivo se han seleccionado una serie de ensayos experimentales disponibles en la literatura referentes a conexión de columna y losas planas siendo sometidas a derivas sísmicas para después reproducirlos virtualmente en el software mencionado, comparando los resultados obtenidos con los valores reportados en los ensayos, se evaluará la eficiencia y precisión de los modelos, tanto en carga monotónica como cíclica, se discutirán los diversos parámetros disponibles en el programa después de validar los modelos, los resultados producidos mediante ellos y su interpretación, así como las ventajas y desventajas que presentan.

Abstract

Structural systems based on columns and flat slabs are commonly used for buildings. This practice became popular in the industry due to the advantages that it presents, both architecturally and constructively, since it normally has a small depth, it helps to maximize space and thus obtain as many floors as possible. Aesthetically, it is also very attractive not to visualize a beam element coming out from under the slab. From a constructive point of view, it is easier to place the steel reinforcement and concrete on these types of elements than on a slab with lightening elements, this reduces execution times that are reflected in monetary savings. Today, it is still widely used mostly in the United States, Europe, including Spain, where the cost of labor dominates over the cost of materials. However, this system has presented problems in areas with seismic activity, such as lateral flexibility, producing large floor drifts, as well as the transmission of bending and shear stresses of lateral loads in the joint between slab and column. These actions, being the result of a dynamic and inertial response event, can be difficult to estimate, which complicates the design of these elements. This research focuses on proposing the appropriate techniques that allow the modeling that best approximates the real non-linear behavior of the structure, using the commercial software SAP2000 and taking full advantage of its automated and non-linear analysis functions, in order to have a useful tool at the engineering level. The objective is to give indications for the modeling and evaluation of seismic performance using 1D and 2D elements, reducing the need for high computational cost simulations based on 3D finite elements. To achieve this objective, some experimental tests available in the literature referring to column and flat slabs connection being subjected to seismic drifts have been selected, and then virtually reproduced in the mentioned software, comparing the results obtained with the values reported in the tests, the efficiency and precision of the models will be evaluated, both in monotonic and cyclic loading, the various parameters available in the program will be discussed after validating the models, the results produced by them and their interpretation, as well as the advantages and disadvantages they present.

A mi padre Armando Ramírez, por ser mi mayor ejemplo y motivación.

A mi madre Maria Del Rosario Pérez, por su fe interminable en mí.

Agradecimientos:

A mi familia y en especial a mis padres por su apoyo incondicional.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología de México que sustentó mi estudio de posgrado y hace posible esta investigación.

Al Dr. Jesús Bairán por su asesoría y tiempo dedicado en el proceso.

Al equipo de Zamorano estructural y AD arquitectos por su aportación en mi desarrollo profesional.

Índice general:

1. Introducción	1
1.1. Motivación.....	1
1.2. Objetivos	4
1.2.1. Objetivo General	4
1.2.2. Objetivos Específicos	4
1.3. Metodología.....	4
2. Estado del conocimiento	5
2.1. Punzonamiento	5
2.1.1. Normativa europea	5
2.1.1.1. Perímetro crítico.....	5
2.1.1.2. Esfuerzo de punzonamiento	6
2.1.1.3. Capacidad resistente a punzonamiento	7
2.1.1.3.1. Resistencia de la biela comprimida	7
2.1.1.3.2. Comprobación del agotamiento por tracción del alma	8
2.1.2. Normativa americana	10
2.1.2.1. Comportamiento sísmico de conexiones columna – losa	10
2.1.2.2. Esfuerzos transmitidos en la conexión columna – losa	11
2.1.2.3. Conexiones sometidas a momento y cortante	14
2.1.2.4. Capacidad de deformación ante cargas cíclicas	18
2.1.2.5. Integridad estructural después de la falla.....	18
2.2. Modelado no lineal de conexiones en losa–columna.....	20
2.2.1. Modelos numéricos de elementos finitos	20
2.2.2. Modelos analíticos	21

3. Elementos disponibles en el software comercial SAP2000.....	22
3.1. Introducción.....	22
3.2. Elemento tipo <i>shell</i>	23
3.2.1. Membrana.....	23
3.2.2. Placa	23
3.2.3. Elemento <i>Shell</i>	24
3.2.4. Elemento tipo <i>Shell-Layered</i>	25
3.2.4.1. Distancia de la capa.....	27
3.2.4.2. Espesor de la capa	27
3.2.4.3. Tipo de capa.....	28
3.2.4.4. Número de puntos de integración de la capa	28
3.2.4.5. Material de la capa.....	29
3.2.4.6. Ángulo de acción del material de la capa	29
3.2.4.7. Comportamiento del material de la capa	30
3.2.4.8. Componentes del material de la capa	30
3.3. Elemento tipo <i>barra</i>	31
3.3.1. Grados de libertad del elemento <i>barra</i>	32
3.3.2. Rótulas plásticas en elemento <i>barra</i>	32
3.3.2.1. Curva de deformación plástica.....	33
3.3.2.2. Longitud de la rótula plástica.....	34
3.4. Modelo constitutivo del hormigón y acero de refuerzo	34
3.4.1. Hormigón.....	34
3.4.2. Acero de refuerzo.....	36
3.5. Modelos histeréticos de los materiales.....	37
3.5.1. Hormigón.....	37

3.5.2. Acero	38
3.6. Casos de carga	39
3.6.1. Análisis estático no lineal	39
3.6.2. Historia de Integración directa no lineal	39
4. Parámetros y modelado no lineal de conexión losa plana – columna.....	40
4.1. Introducción.....	40
4.2. Campaña experimental de Sami Megally y Amin Ghali (2000)	41
4.2.1. Dimensiones y armadura de refuerzo	41
4.2.2. Grados de libertad del experimento	41
4.2.3. Variables del experimento	43
4.2.4. Aplicación de las cargas y desplazamientos	43
4.2.5. Resultados.....	46
4.3. Metodología del modelado.....	46
4.3.1. Definición de los materiales	46
4.3.1.1. Hormigón	46
4.3.1.2. Acero de las barras	51
4.3.2. Definición de las secciones.....	54
4.3.2.1. Columna.....	54
4.3.2.2. Banda central y banda exterior.....	56
4.3.2.3. Shell en zona de columna	59
4.3.3. Geometría del modelo	60
4.3.3.1. Dibujo de la losa.....	60
4.3.3.2. Dibujo de la barra.....	61
4.3.3.3. Rótulas plásticas	61
4.3.4. Restricciones del modelo.....	62

4.3.4.1. Restricciones de la losa.....	62
4.3.4.2. Restricciones en columna	62
4.3.5. Patrones de carga	63
4.3.6. Casos de carga.....	63
4.3.6.1. Análisis estático no lineal – carga monotónica	64
4.3.6.2. Tiempo- historia de integración directa – carga cíclica.....	68
5. Resultados y discusión	72
5.1. Resultados de calibración.....	72
5.1.1. Obtención de los resultados en SAP2000.....	74
5.1.1.1. Deriva	75
5.1.1.2. Momento en el centro de gravedad de la columna y fuerza lateral.....	76
5.1.1.3. Momento último en la sección crítica de la conexión losa – columna.....	77
5.1.2. Comparación de los resultados de calibración.....	80
5.1.2.1. Carga monotónica.....	81
5.1.2.2. Carga cíclica.....	84
5.2. Comportamiento en deriva negativa	87
5.3. Resultados complementarios	90
5.3.1. Graficas de tensiones en el hormigón	90
5.3.2. Graficas de tensión en la armadura de refuerzo.....	94
5.3.3. Resultados en los elementos tipo <i>shell</i>	96
5.3.3.1. Esfuerzos M11 y V13 en losa	96
5.3.3.2. Tensiones S11 en hormigón.....	99
5.3.3.3. Tensiones en el acero.....	102
5.3.3.4. Discusión sobre el ancho efectivo.....	104
5.3.4. Costo computacional de los modelos	105

6. Conclusiones	107
6.1. Futuras líneas de investigación	109
7. Bibliografía	110

Índice de figuras:

Figura 1-1. Falla por punzonamiento en edificios de la CDMX. (Minor, 2014)	2
Figura 2-1. Perímetro crítico de punzonamiento. (Comité Europeo de Normalización, 2010)..	5
Figura 2-2. Tensiones tangenciales. (Comité Europeo de Normalización, 2010).....	7
Figura 2-3. u_0 de comprobación. (Arroyo Portero, Morán Cabré, & García Meseguer, 2018).	8
Figura 2-4. Falla por punzonamiento en conexión de borde y central. (Moehle, 2015)	10
Figura 2-5. Losa plana (a) y losa con capiteles (b). (Moehle, 2015).....	10
Figura 2-6. Conexión interior sometida a derivas laterales. (Moehle, 2015)	11
Figura 2-7. Falla por punzonamiento. (Moehle, 2015).....	12
Figura 2-8. Esfuerzos de tracción y compresión en punzonamiento. (Moehle, 2015).....	12
Figura 2-9. Sección crítica de diferentes secciones. (Moehle, 2015).....	13
Figura 2-10. Dimensiones de b_1 y b_2 . (Moehle, 2015).....	15
Figura 2-11. Esfuerzos de punzonamiento producidos en la sección crítica. (Moehle, 2015) .	17
Figura 2-12. Ancho efectivo en conexiones. (American Concrete Institute, 2019).....	17
Figura 2-13. Relación entre derivas y resistencia a punzonamiento. (Moehle, 2015)	18
Figura 2-14. Efecto del refuerzo a flexión después de la falla. (Moehle, 2015).....	19
Figura 2-15. Refuerzo superior a flexión. (American Concrete Institute, 2019).....	19
Figura 2-16. Patrón de agrietamientos estimados mediante ABAQUS. (Tambusay, 2017)	20
Figura 2-17. Modelos de elementos finitos 3D en ANSYS. (Wieczoreka, 2013)	20
Figura 2-18. Desplazamientos en ANSYS. (Al-Sherrawi, 2019)	21
Figura 2-19. Elementos finitos en FEMAP. (Kavitha, 2015)	21
Figura 2-20. Fuerzas internas del modelo analítico. (Drakatos, 2014).....	21
Figura 3-1. Grados de libertad en elemento membrana. (Hernández, 2017).....	23
Figura 3-2. Grados de libertad en elemento placa. (Hernández, 2017).....	23
Figura 3-3. Grados de libertad en shell. (Hernández, 2017)	24
Figura 3-4. Nodos de referencia y ejes locales. (Computers & Structures I. , 2017).....	25
Figura 3-5. Armadura y hormigón en shell Layered. (Lu, 2015).....	26
Figura 3-6. Distancia de referencia a capa C. (Computers & Structures I. , 2017).....	27
Figura 3-7. Rotación de ángulo de acción del material. (Computers & Structures I. , 2017)...	30
Figura 3-8. Ejes locales de la barra. (Computers & Structures I. , 2017).....	31

Figura 3-9. Grados de libertad en nodo. (Computers & Structures I. , 2017).....	32
Figura 3-10. Curva de deformación plástica en rótulas. (Computers & Structures I. , 2017) ..	33
Figura 3-11. Modelo constitutivo de Mander. (Computers & Structures, INC, 2008)	34
Figura 3-12. Modelo Mander sin confinamiento. (Computers & Structures, INC, 2008)	35
Figura 3-13. Tensión-deformación acero de refuerzo. (Computers & Structures, INC, 2008)	36
Figura 3-14. Modelo PIVOT para hormigón. (Computers & Structures I. , 2017).....	37
Figura 3-15. Modelo Kinematic para acero. (Computers & Structures I. , 2017)	38
Figura 4-1. Apoyos de la estructura. (Ghali & Megally, 2000)	41
Figura 4-2. Dimensiones y configuración de la estructura. (Ghali & Megally, 2000).....	42
Figura 4-3. a) Refuerzo superior, b) refuerzo inferior de la losa. (Ghali & Megally, 2000)....	42
Figura 4-4. Actuadores en el experimento. (Ghali & Megally, 2000)	44
Figura 4-5. Ciclos de desplazamiento lateral. (Ghali & Megally, 2000).....	44
Figura 4-6. Definición de una deriva positiva. (Ghali & Megally, 2000)	45
Figura 4-7. Resultados de la campaña experimental. (Ghali & Megally, 2000).....	46
Figura 4-8. Valores de la curva tensión-deformación hormigón.	49
Figura 4-9. Curva de Mander del hormigón.	50
Figura 4-10. Propiedades no lineales del acero.....	52
Figura 4-11. Grafica tensión – deformación no lineal del acero de refuerzo.	53
Figura 4-12. Propiedades de la columna.....	54
Figura 4-13. Propiedades de refuerzo de la columna.	55
Figura 4-14. Propiedades de la sección $3h + c$	56
Figura 4-15. Propiedades de la sección de banda exterior.....	57
Figura 4-16. Propiedades del shell en zona de columna.....	59
Figura 4-17. Losa discretizada del modelo.....	60
Figura 4-18. Elemento barra representando la columna en modelo.....	61
Figura 4-19. Rótulas plásticas.	61
Figura 4-20. Restricciones en losa y columna.	62
Figura 4-21. Patrones de carga.....	63
Figura 4-22. Opciones de análisis.	63
Figura 4-23. Carga axil y horizontal en el modelo.....	64
Figura 4-24. Caso de carga vertical estática no lineal.	65

Figura 4-25. Caso de carga horizontal estática no lineal.	66
Figura 4-26. Parámetros de control de desplazamiento.....	67
Figura 4-27. Parámetros no lineales.	67
Figura 4-28. Asignación de desplazamiento.	68
Figura 4-29. Desplazamiento impuesto en el modelo.	69
Figura 4-30. Función de lapsos en el tiempo.	69
Figura 4-31. Caso de carga cíclico.	70
Figura 4-32. Amortiguamiento en carga cíclica.....	71
Figura 5-1. a) Deriva en nodo inferior. b) Momento en centro de gravedad de la columna. ...	74
Figura 5-2. a) Fuerza lateral en nodo superior. b) Momento sobre la losa.	74
Figura 5-3. Parámetros para encontrar la deriva.	75
Figura 5-4. Parámetros para encontrar el momento en la columna y fuerza lateral.....	76
Figura 5-5.a) Selección en la losa para el corte. b) Ampliación de la selección.....	77
Figura 5-6. Definición del corte en la losa.....	78
Figura 5-7. Parámetros para encontrar el momento último en la sección crítica de la losa.	79
Figura 5-8. Grafica de derivas y momentos últimos en losa en carga monotónica.....	81
Figura 5-9. Nodo de conexión.....	82
Figura 5-10. Grafica de derivas y momentos en columna en carga monotónica.	83
Figura 5-11. Grafica de derivas y fuerza lateral en carga monotónica.....	83
Figura 5-12. Grafica de derivas y momento en losa en carga cíclica MG-2A.....	84
Figura 5-13. Grafica de derivas y momento en losa en carga cíclica MG-8.	84
Figura 5-14. Grafica de derivas y momento en losa en carga cíclica MG-9.	85
Figura 5-15. Derivas laterales y momentos últimos en ensayo. (Ghali & Megally, 2000)	85
Figura 5-16. Grafica de deriva positivas y momento en losa en carga cíclica.....	86
Figura 5-17. Grafica de derivas negativas y momentos en losa en carga monotónica.....	89
Figura 5-18. Grafica de derivas negativas y momentos en losa en carga cíclica.....	89
Figura 5-19. Graficas de deriva y tensión del hormigón en sección crítica de MG-2A.....	91
Figura 5-20. Graficas de deriva y tensión del hormigón en sección crítica de MG-8.....	92
Figura 5-21. Graficas de deriva y tensión del hormigón en sección crítica de MG-9.....	93
Figura 5-22. Grafica de deriva y tensión de la armadura en MG-2A.....	94
Figura 5-23. Grafica de deriva y tensión de la armadura en MG-8.....	95

Figura 5-24. Grafica de deriva y tensión de la armadura en MG-9.....	95
Figura 5-25. Parámetros para visualizar el M11 en la losa.....	96
Figura 5-26. Momentos M11 en losa de MG-2A.....	97
Figura 5-27. Cortante V13 en losa de MG-2A.....	98
Figura 5-28. Parámetros para visualizar tensiones en el hormigón.....	99
Figura 5-29. Tensiones de compresión en la parte inferior de losa de hormigón de MG-2A.....	100
Figura 5-30. Tensiones de tracción en la parte superior de la losa de hormigón de MG-2A.....	101
Figura 5-31. Parámetros para visualizar tensiones en el acero.	102
Figura 5-32. Tensiones de tracción en la parte superior de la armadura de MG-2A.	103
Figura 5-33. Tensiones en el hormigón a) banda central b) bandas exteriores.....	104
Figura 5-34. Tensiones en el acero a) banda central b) bandas exteriores.	105

Índice de tablas:

Tabla 2-1. Valores de k . (Comité Europeo de Normalización, 2010).....	7
Tabla 2-2. Máximos valores para γf . (American Concrete Institute, 2019).....	15
Tabla 3-1. Ángulo de acción del material en losas.....	29
Tabla 4-1. Variables del experimento. (Ghali & Megally, 2000)	43
Tabla 4-2. Módulo de elasticidad del hormigón.	47
Tabla 4-3. Valores de deformación última del hormigón.	48
Tabla 4-4. Resistencia a tracción del hormigón.	49
Tabla 4-5. Valores de parámetros del modelo PIVOT para el hormigón.....	50
Tabla 4-6. Limite elástico y límite último del acero en las barras de refuerzo.....	52
Tabla 4-7. Espesores de las capas en secciones shell Layered.	58
Tabla 4-8. Canto físico y de flexión de especímenes.	59
Tabla 4-9. Periodos dinámicos de los especímenes.....	71
Tabla 5-1. Resultados experimentales. (Ghali & Megally, 2000).....	72
Tabla 5-2. Carga lateral experimental.	73
Tabla 5-3. Comparación de resultados en deriva positiva.	80
Tabla 5-4. Comparación de resultados en deriva negativa.	87
Tabla 5-5. Casos de carga y costo computacional.....	105

1. Introducción

1.1. Motivación

La configuración estructural basada en columnas de hormigón armado que soportan directamente losas planas sin usar vigas, es actualmente utilizada, suelen diseñarse usando un análisis elástico siguiendo normativas como el Eurocódigo en su sección de hormigón (Comité Europeo de Normalización, 2010), o el ACI-318 (American Concrete Institute, 2019). Comúnmente se simplifica el análisis considerando que la losa actúa solamente como un diafragma que transmite los desplazamientos laterales ante efecto sísmico pero que no aporta rigidez lateral, si bien esta simplificación es conservadora a nivel global de la estructura, la realidad es que la losa si está sometida a esfuerzos cambiantes en un evento sísmico y puede llegar a ser muy vulnerable a tal punto de fallar por punzonamiento y provocar el colapso de la edificación.

En países de alta sismicidad, como México y Chile, existe cierto rechazo a las losas planas por parte de la comunidad de ingenieros y arquitectos debido a las experiencias en sismos ocurridos en el pasado como los de Ciudad de México en el 1985 y 2017 y Viña del mar en el 2010 donde edificios que se vieron colapsados empleaban este sistema, esta percepción incluso ha llegado a la sociedad en general causada por diversas notas publicadas por medios de comunicación donde algunos expertos en la materia culpaban al sistema de losas planas de causar muertes debido a fallar por punzonamiento, a pesar de esto, no están prohibidas en los reglamentos de construcción, sino que se hacen diferentes recomendaciones para mejorar la rigidez lateral y ductilidad de las edificaciones.

En la Figura 1-1 se observan diferentes edificios que fallaron por punzonamiento en la losa en el sismo de 1985 en la ciudad de México, es muy notorio como las columnas atraviesan la losa, quedando incluso algunas de ellas en pie.

De tal manera que resulta importante estudiar el comportamiento no lineal de estos elementos y desarrollar métodos que lo representen de manera precisa, a fin de poder disponer de herramientas para la evaluación y diseño basado en desempeño de estas estructuras.

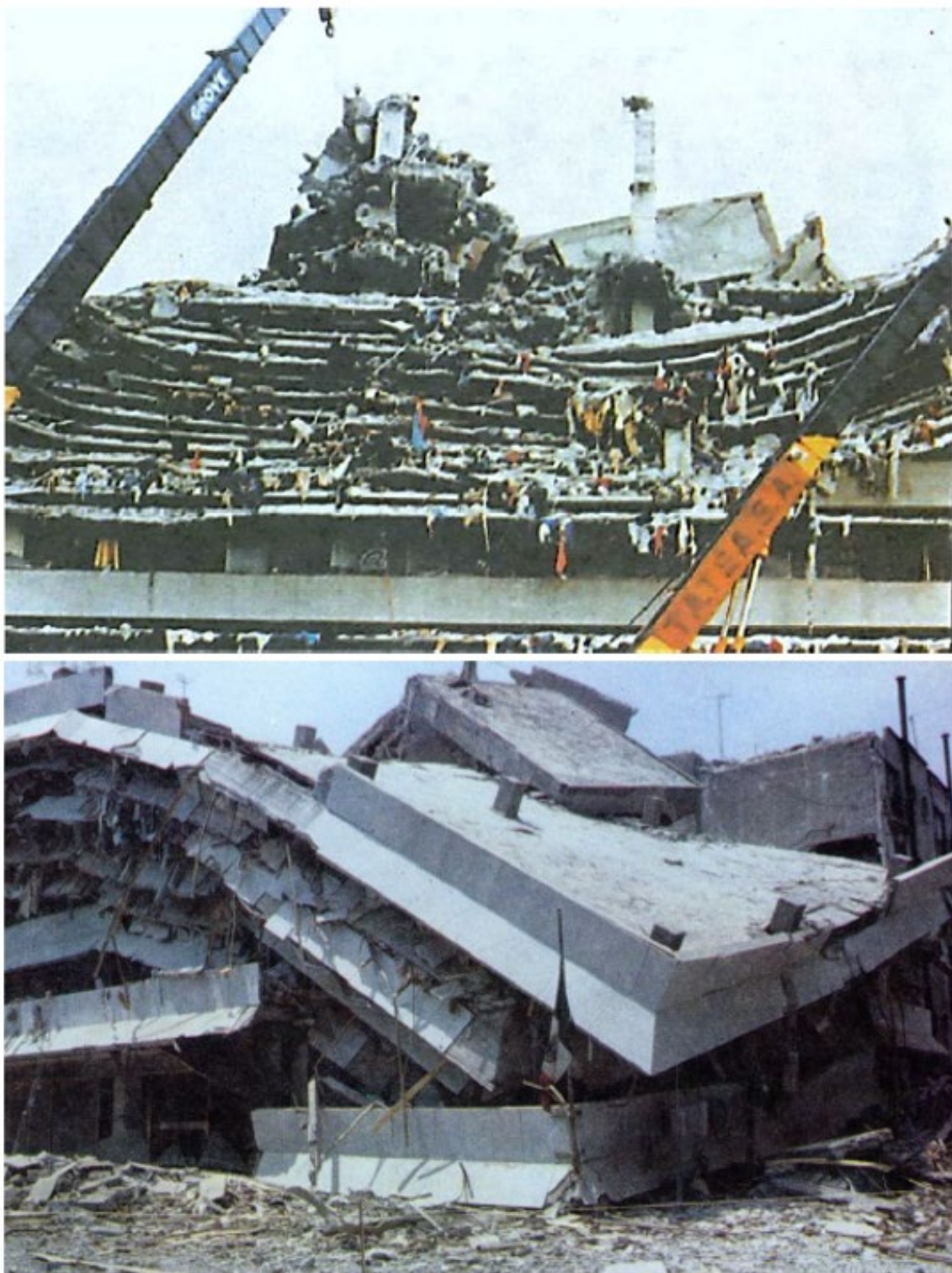


Figura 1-1. Falla por punzonamiento en edificios de la CDMX. (Minor, 2014)

El comportamiento de estas estructuras ha sido estudiado a nivel numérico por diversos autores, como lo son Tambusay, Suprobo, Faimun, & Arwin (2017), Wieczoreka (2013), Al-Sherrawi (2019), entre otros, estos reproducen el comportamiento no lineal de las conexiones sin embargo fueron llevados a cabo en softwares de elementos finitos como Abaqus y Ansys, que son muy utilizados en la investigación pero no en la práctica ingenieril, principalmente debido a su alto costo computacional y su interacción algo compleja con el usuario.

Esta investigación espera proponer una metodología que permita un correcto modelado no lineal para la conexión entre losas planas y columnas a partir del uso de elementos *shell* y *barra* utilizando el software comercial SAP2000, se pretende explotar la gran capacidad de cálculo del programa y las funciones automatizadas con las que cuenta, que aligeran la carga del usuario cuando se está modelando estructuras que trabajen en su rango no lineal, este software tiene una gran difusión a nivel mundial, por lo tanto al realizar una guía para su utilización modelando losas planas, se desea proporcionar una herramienta útil con un gran alcance.

Para lograr lo anterior se validarán ensayos disponibles en la literatura, con carga monotónica y cíclica para después comparar los esfuerzos encontrados y finalmente realizar recomendaciones para este modelado.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Proponer una metodología explicando de manera detallada el procedimiento para modelar el comportamiento de conexiones entre columnas y losas planas de hormigón armado mediante elementos tipo *shell* y *barra* en SAP2000, que sea sencilla, con bajo costo computacional y permita evaluar los esfuerzos últimos a los que son capaces de llegar los materiales trabajando en su rango no lineal ante carga cíclica y monotónica.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Describir en el estado del arte la falla por punzonamiento en losas planas ocasionado por derivas sísmicas, la normativa al respecto y su comparación con los resultados.
- Reproducir en el software comercial SAP2000, 3 ensayos experimentales disponibles en la literatura respecto a punzonamiento y derivas laterales, describiendo su modelado.
- Proponer los parámetros necesarios que mejor se ajusten al comportamiento no lineal de la estructura, utilizando elementos tipo *barra* y *shell*, que permitan evaluar la respuesta de la conexión losa – columna, sometida a carga estática no lineal y cíclica.
- Proveer una herramienta que sea útil para revisión de losas en la práctica profesional.
- Contribuir con la investigación existente al respecto, proporcionando detalles específicos del comportamiento, modelado e interpretación de resultados del software.

1.3. Metodología

1. Se elegirán 3 ensayos experimentales de conexión de losas planas y columnas sometidas a derivas laterales, disponibles en la literatura.

2. Se modelarán en SAP2000 a partir de elementos tipo *shell* en capas y *barra*, después se someterán a carga monotónica y cíclica.

3. En función de los resultados obtenidos experimentando con los diferentes parámetros del programa, como conclusión se propondrán los valores que arrojen los resultados más aproximados a los descritos en el ensayo experimental y se harán recomendaciones para su modelado.

2. Estado del conocimiento

2.1. Punzonamiento

El punzonamiento es un esfuerzo tangencial que se produce alrededor de una carga puntual, en la mayoría de los casos producida por un apoyo y en ocasiones puede ser determinante para el espesor de diseño de losas, zapatas y capiteles. Generalmente se estudia su efecto bajo cargas gravitacionales, no obstante, en un evento sísmico las tensiones de punzonamiento se pueden ver severamente aumentadas debido al momento desbalanceado que se presenta en la conexión como resultado de los desplazamientos laterales en las columnas, acompañado por el debilitamiento de la conexión si en la zona de experimentan deformaciones plásticas debido a los esfuerzos flectores. El esfuerzo cortante aparece en elementos lineales donde la sección resistente es el área transversal y el punzonamiento en superficies bajo cargas puntuales, en estos casos el área transversal que rodea a la carga desarrolla tensiones que pueden superar la capacidad del hormigón.

Experimentalmente se ha encontrado que el patrón de falla es una superficie tronco - cónica en donde la base menor es la superficie del apoyo y que se extiende con un ángulo entre los 25 y 30°, se debe realizar la revisión de la compresión oblicua de bielas comprimidas y del agotamiento por tracción del alma (Arroyo Portero, Morán Cabré, & García Meseguer, 2018).

2.1.1. Normativa europea

2.1.1.1. *Perímetro crítico*

El EC-02 (Comité Europeo de Normalización, 2010), propone una distancia situada a dos cantos útiles como se observa en la Figura 2-1. A diferencia de otros códigos como el ACI-318 (American Concrete Institute, 2019) que adopta una distancia situada a medio canto útil del soporte, la normativa americana se abordará en la sección 2.1.2.

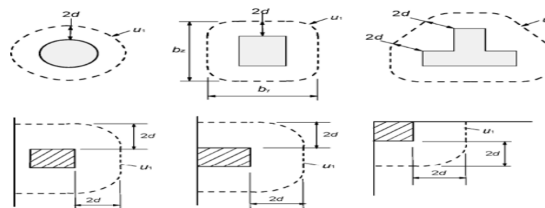


Figura 2-1. Perímetro crítico de punzonamiento. (Comité Europeo de Normalización, 2010)

2.1.1.2. Esfuerzo de punzonamiento

El EC-02 (Comité Europeo de Normalización, 2010) en su sección 6.4 propone una forma simplificada de evaluar el esfuerzo a punzonamiento sin la necesidad de incluir el momento que se transmite en el nodo:

$$F_{sd,ef} = \beta F_{sd} \quad (2-1)$$

Donde:

- F_{sd} : Es el esfuerzo de punzonamiento de cálculo en el perímetro crítico
- β : Es el coeficiente que tiene en cuenta la excentricidad de la carga
Soportes interiores $\beta = 1.15$
Soportes de borde $\beta = 1.40$
Soportes de esquina $\beta = 1.50$

Sin embargo, esta formulación es solo aplicable cuando la estabilidad lateral global de la estructura no depende del punzonamiento, lo cual no se cumple en nuestro caso de estudio. En el mismo código se propone otra metodología más precisa.

$$\beta = 1 + k \frac{M_{sd}}{F_{sd}} \frac{u_1}{W_1} \quad (2-2)$$

Donde:

- w_1 : Parámetro geométrico que depende de la distribución plástica de las tensiones. Figura 2-2
- k : Es el coeficiente que considera la parte del momento M_{sd} que se transmite por punzonamiento. Tabla 2-1
- M_{sd} : Momento desbalanceado actuando en la conexión
- u_1 : Perímetro crítico

En este sentido, se estima que $(1 - k) * M_{sd}$ será el momento que se utilice para dimensionar la losa ante efectos de flexión.

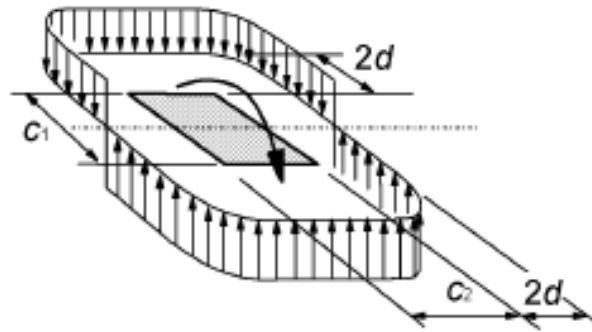


Figura 2-2. Tensiones tangenciales. (Comité Europeo de Normalización, 2010)

c_1/c_2	≤ 0.5	1.0	2.0	≥ 3.0
k	0.45	0.6	0.7	0.8

Tabla 2-1. Valores de k . (Comité Europeo de Normalización, 2010)

2.1.1.3. Capacidad resistente a punzonamiento

2.1.1.3.1. Resistencia de la biela comprimida

El esfuerzo de punzonamiento no debe exceder la capacidad máxima de las bielas a compresión:

$$F_{sd,ef} \leq 0.3f_{cd}u_0d \quad (2-3)$$

Donde:

- $F_{sd,ef}$: Esfuerzo de punzonamiento de calculo
- d : Canto útil de la losa
- F_{cd} : Resistencia de cálculo del hormigón
- u_0 : Perímetro de comprobación del apoyo. Figura 2-3

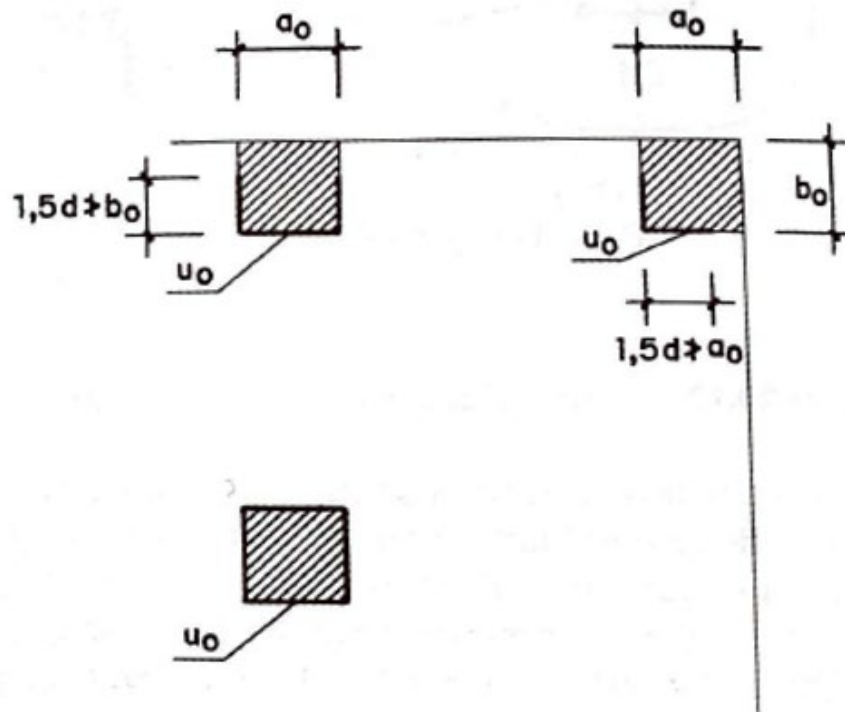


Figura 2-3. u_0 de comprobación. (Arroyo Portero, Morán Cabré, & García Meseguer, 2018)

2.1.1.3.2. Comprobación del agotamiento por tracción del alma

El esfuerzo de punzonamiento debe cumplir la siguiente expresión, de esta manera no se requerirá armadura transversal de refuerzo.

$$F_{sd,ef} \leq \tau_{rd} u_1 d \quad (2-4)$$

Donde:

- $F_{sd,ef}$: Esfuerzo de punzonamiento de calculo
- d : Canto útil de la losa
- u_1 : Perímetro crítico
- τ_{rd} : Tensión resistente del hormigón en el perímetro crítico

Siendo:

$$\tau_{rd} = F_{cv} + 0.1\sigma'_{cd} \quad (2-5)$$

Donde:

- F_{cv} : Es la expresión para la resistencia virtual a cortante
- σ'_{cd} : Es la tensión de compresión de axil efectiva, no se usan valores mayores a 12 MPa ni $0.30*f_{cd}$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} \quad (2-6)$$

$$f_{cv} = \frac{0.18}{\gamma_c} \xi (100\rho * f_{ck})^{1/3} \quad (2-7)$$

Donde:

- f_{ck} : Es la resistencia característica del hormigón en MPa
- γ_c : Es el coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón
- ρ : Es la cuantía geométrica longitudinal, la cual no debe considerarse mayor al 2%
- ξ : Es un coeficiente para tener en cuenta la influencia del canto útil

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad (2-8)$$

Existe un valor mínimo para la resistencia virtual al cortante en el EC-02 (Comité Europeo de Normalización, 2010), se define como:

$$f_{cv} = 0.0035\xi^{3/2}f_{ck}^{1/2} \quad (2-9)$$

Esta investigación se limita a losas sin armadura de refuerzo transversal.

2.1.2. Normativa americana

2.1.2.1. Comportamiento sísmico de conexiones columna – losa

Si bien las losas planas sin elementos viga están principalmente pensadas para resistir cargas gravitacionales, el ACI-318 (American Concrete Institute, 2019) trata con más detalle el aspecto del momento desbalanceado que se produce en un evento sísmico y los esfuerzos tangenciales y normales a los que se ven sometidas las conexiones debido a los desplazamientos laterales que pueden provocar que la columna atraviese la losa (Figura 2-4) y falle la estabilidad global.

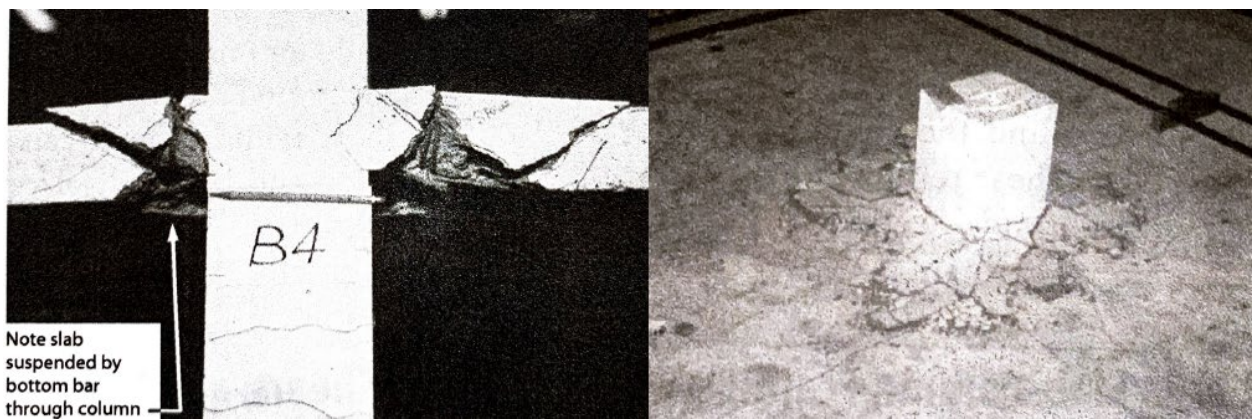


Figura 2-4. Falla por punzonamiento en conexión de borde y central. (Moehle, 2015)

En la construcción moderna de edificios se suelen usar dos sistemas, losas planas apoyadas directamente sobre columnas con un canto uniforme y losas con capiteles con un espesor mayor en el área de la conexión para incrementar la resistencia al punzonamiento (Figura 2-5), en ambas configuraciones se puede usar armadura de refuerzo transversal alrededor de la columna en forma de cercos o pernos, esto ayuda a mejorar la resistencia final.

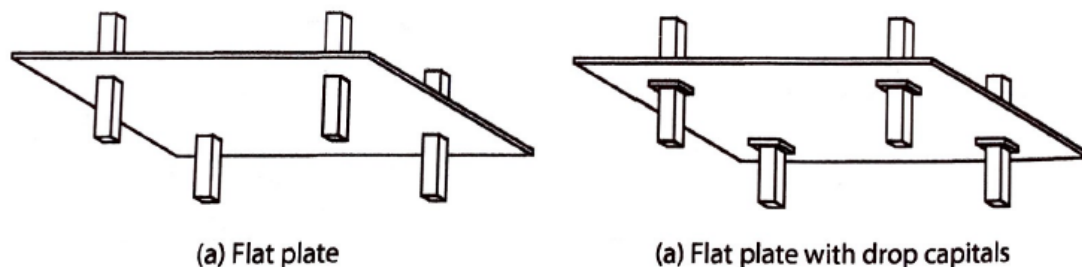


Figura 2-5. Losa plana (a) y losa con capiteles (b). (Moehle, 2015)

En la Figura 2-6 se observa una losa conexión interior de columna – losa plana, la mayor curvatura se genera inmediatamente en el punto adyacente a la conexión, por lo tanto aquí es donde se sitúan los esfuerzos de flexión y cortante que deben ser revisados, de igual manera se hace notar que la losa puede llegar a ser vulnerable a deformaciones laterales y en estos puntos se debe concentrar la armadura de refuerzo.

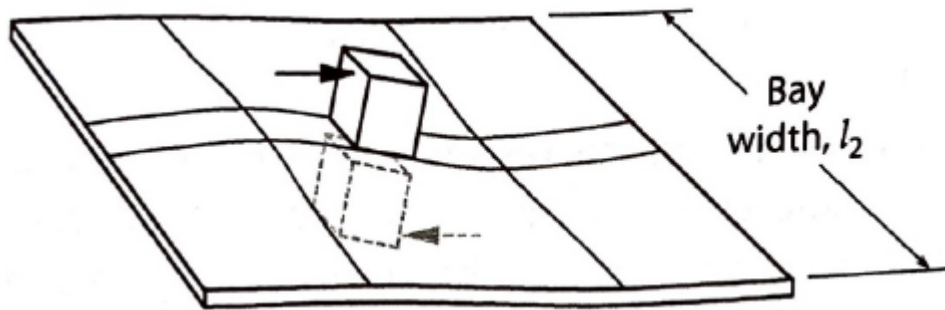


Figura 2-6. Conexión interior sometida a derivas laterales. (Moehle, 2015)

2.1.2.2. Esfuerzos transmitidos en la conexión columna – losa

Como lo menciona Moehle en el capítulo 10.7 referente a conexiones (2015), la resistencia a cortante se rige por la más severa de las siguientes situaciones:

1. Acción viga, donde la sección crítica se sitúa a una distancia d de la cara de la columna y se extiende en un plano a través del espesor de la losa.
2. Acción en dos sentidos, donde la sección crítica se sitúa a $d/2$ de la cara de la columna y se extiende alrededor de la misma.

Usualmente la que condiciona la seguridad en las losas planas y la que se aborda en esta investigación es la acción en dos sentidos, dentro de esta falla se observa una superficie de la losa que se ve traspasada por la columna, en lo que se llama falla por punzonamiento. Esta representa una interacción complicada en tres dimensiones entre momentos flectores y cortantes en los bordes de la columna. Figura 2-7.

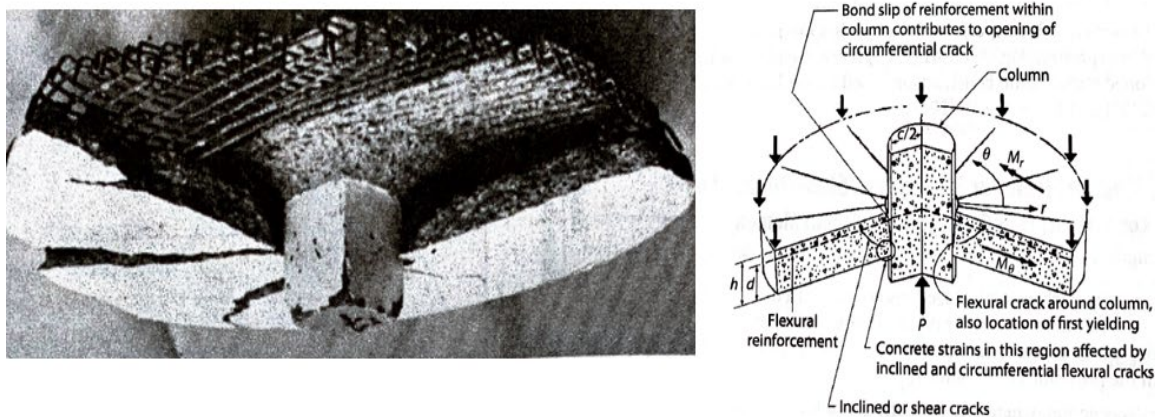


Figura 2-7. Falla por punzonamiento. (Moehle, 2015)

La superficie de falla recorre la intersección de la columna y la losa en su parte inferior, extendiéndose por su espesor con un ángulo de aproximadamente 30° . Las grietas por flexión inician en el perímetro del apoyo seguidas de grietas que se expanden desde la conexión. Como se observa en la Figura 2-8 existen compresiones y tracciones que representan el comportamiento a cortante, la resistencia está dada por una biela a compresión diagonal y se equilibra con el refuerzo a flexión, la plastificación de este limita la magnitud de la biela diagonal a compresión y por consecuencia la resistencia al cortante o en este caso el punzonamiento.

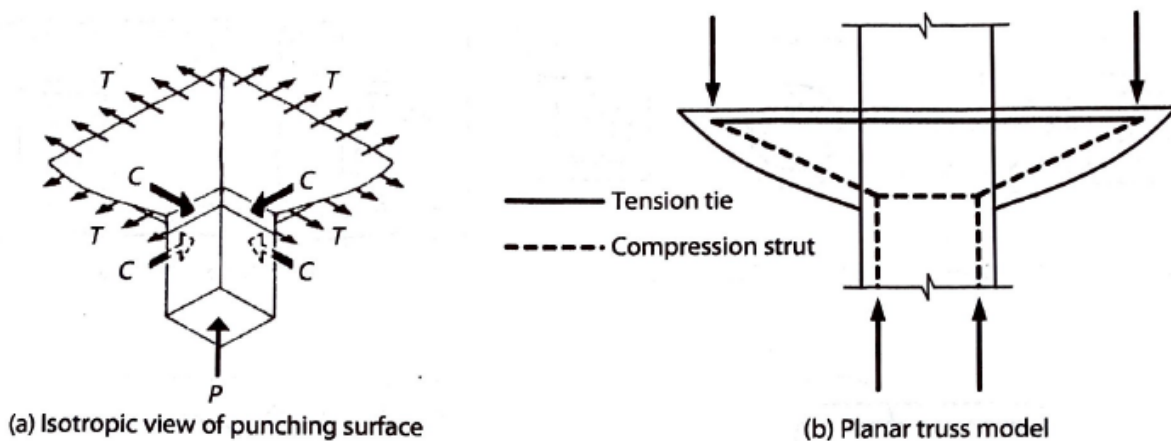


Figura 2-8. Esfuerzos de tracción y compresión en punzonamiento. (Moehle, 2015)

La resistencia al punzonamiento puede ser estimada mediante la formulación del ACI-318 (American Concrete Institute, 2019), que se describe a continuación. En ella, se define la sección alrededor el perímetro de la columna como b_o , la cual se localiza a una distancia $d/2$ de la cara del apoyo, d es definida como el promedio del canto efectivo a flexión de las dos direcciones ortogonales. Figura 2-9.

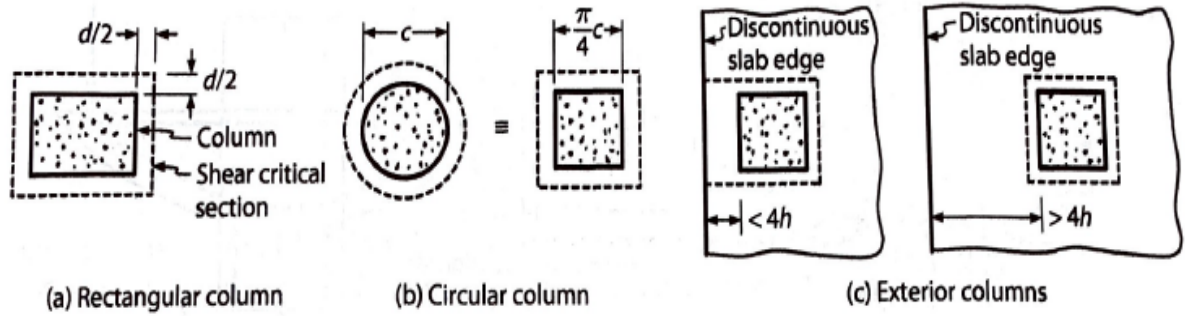


Figura 2-9. Sección crítica de diferentes secciones. (Moehle, 2015)

La resistencia a punzonamiento, viene dada por la expresión (2-10).

$$V_u \leq \phi V_n \quad (2-10)$$

Donde $\phi = 0.75$ y:

$$V_n = V_c + V_s \leq 0.5\sqrt{f'_c} * b_o d \quad (2-11)$$

Donde:

- f'_c : Es la resistencia del hormigón en MPa
- b_o : Es el perímetro crítico calculado
- d : Es el promedio del canto útil en direcciones ortogonales
- V_s : Es la resistencia proporcionada por el refuerzo transversal

Esta investigación se limita a analizar casos de losas planas sin armadura transversal a cortante, por lo tanto, la componente V_s no se tendrá en cuenta. El valor de V_c se obtiene del mínimo de las ecuaciones (2-12) a (2-14):

$$V_c = \frac{1}{12} \left[\left(2 + \frac{4}{\beta} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'c} \right] \quad (2-12)$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left[\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'c} \right] \quad (2-13)$$

$$V_c = 0.33 \lambda_s \lambda \sqrt{f'c} \quad (2-14)$$

Donde:

- β : Relación entre el lado largo y lado corto de la columna
- α_s : Es 40 para columnas interiores, 30 para columnas en eje y 20 para columnas en esquina
- λ : Es 1 para hormigón de peso normal y 0.85 para hormigones livianos
- λ_s : Es un factor que tiene en cuenta la influencia del tamaño

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + \frac{d}{10}}} \leq 1 \quad (2-15)$$

La ecuación (2-14) representa el límite de la resistencia para conexiones teniendo apoyos cuadrados o casi cuadrados, para apoyos excediendo $\beta = 2$, la ecuación (2-12) reduce la resistencia a cortante debido al confinamiento que se ve afectado en la superficie de falla conforme la geometría de la conexión aumenta, la ecuación (2-13) reduce la resistencia para losas apoyadas en columnas largas por la restricción reducida de la superficie de falla alejada de las esquinas del elemento de apoyo.

2.1.2.3. Conexiones sometidas a momento y cortante

El momento que se transmite en la conexión entre la columna y la losa se denomina M_{tr} , se muestra en la Figura 2-10. Este no es idéntico al momento flector que actúa en la losa ya que una porción del momento actuante, igual a $\gamma_v M_{tr}$, se considera actuando como una combinación de cortante y torsión alrededor de la sección crítica (Figura 2-10b), mientras que $\gamma_f M_{tr}$ se asume que se transmite por flexión y este valor es el que se debe tener en cuenta para dimensionar la armadura de la losa (Figura 2-10c). La proporción de momento que se transmite como flexión y como torsión vienen dados por las expresiones (2-16) y (2-17), respectivamente.

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad (2-16)$$

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f \quad (2-17)$$

Donde:

- b_1 : Dimensión de la sección crítica en dirección de la luz para la cual se determina el momento
- b_2 : Dimensión de la sección crítica perpendicular a b_1 . Figura 2-10

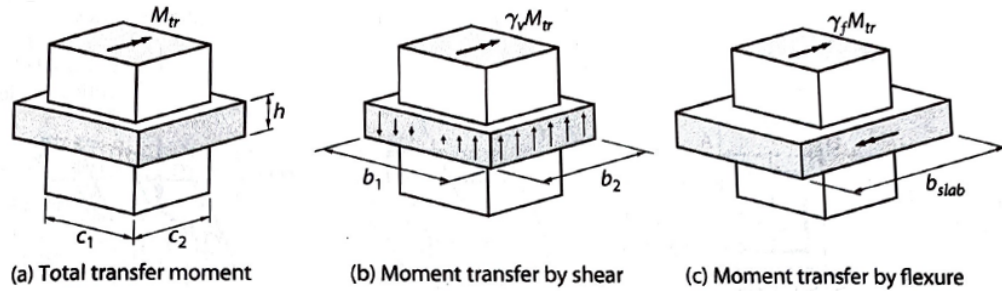


Figura 2-10. Dimensiones de b_1 y b_2 . (Moehle, 2015)

El factor γ_v se puede reducir en losas no pretensadas en dos sentidos en algunos casos cuando se cumplan algunas condicionantes que menciona el ACI-318 en su sección R8.4.2.2.4 (American Concrete Institute, 2019) y que se resumen en la Tabla 2-2. Estos valores tienen que ver con la interacción de cortante y flector, así como con la deformación actuante en la armadura de acero.

Localización de columna	Dirección de luz	v_{uv}	ϵ_t (En b_{losa})	Máximo modificado γ_f
Columna en esquina	Cualquier dirección	$\leq 0.5\phi v_c$	$\geq \epsilon_{ty} + 0.003$	1.0
Columna en borde	Perpendicular al eje	$\leq 0.75\phi v_c$	$\geq \epsilon_{ty} + 0.003$	1.0
	Paralelo al eje	$\leq 0.4\phi v_c$	$\geq \epsilon_{ty} + 0.008$	$\gamma_f = \frac{1.25}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1.0$
Columna interior	Cualquier dirección	$\leq 0.4\phi v_c$	$\geq \epsilon_{ty} + 0.008$	$\gamma_f = \frac{1.25}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1.0$

Tabla 2-2. Máximos valores para γ_f . (American Concrete Institute, 2019)

Para la revisión del punzonamiento a una distancia definida a $d/2$ alrededor del perímetro de la columna, el esfuerzo actuando en la losa, que no debe superar ϕV_n , se realiza como se indica en las expresiones (2-18) y (2-19).

$$V_{u,AB} = \frac{V_{uv}}{b_o d} + \frac{\gamma_v M_{tr} C_{AB}}{J_c} (MPa) \quad (2-18)$$

$$V_{u,CD} = \frac{V_{uv}}{b_o d} - \frac{\gamma_v M_{tr} C_{CD}}{J_c} (MPa) \quad (2-19)$$

Donde:

- V_{uv} : Cortante actuando en el centro de gravedad de la columna
- $C_{AB,CD}$: Distancia del centro de gravedad de la sección crítica al punto de actuación de V_{uv}
- J_c : Propiedad de la sección crítica de la losa, análogo al momento de inercia polar

Siendo:

$$I_p = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2} \quad (2-20)$$

En la Figura 2-11 se observa la sección crítica a punzonamiento para conexiones exteriores e interiores, así como los esfuerzos que se generan en ellas debido al momento y cortante transmitido.

Para una conexión interior de una columna rectangular, el centro de gravedad de la sección crítica a punzonamiento coincide con el centro de gravedad de la columna y en este caso:

$$J_c = 2 \left[\frac{b_1^3 d}{12} + \frac{b_1 d^3}{12} + b_2 d \left(\frac{b_1}{2} \right)^2 \right] \quad (2-21)$$

Para una sección crítica de una columna exterior o de eje, el centro de gravedad se ubica en:

$$C_{AB} = \frac{b_1^2 d}{2b_1 d + b_2 d} \quad (2-22)$$

Y

$$J_c = 2 \left[\frac{b_1^3 d}{12} + \frac{b_1^3 d}{12} + b_1 d \left(\frac{b_1}{2} - c_{AB} \right)^2 \right] + b_2 d c_{AB}^2 \quad (2-23)$$

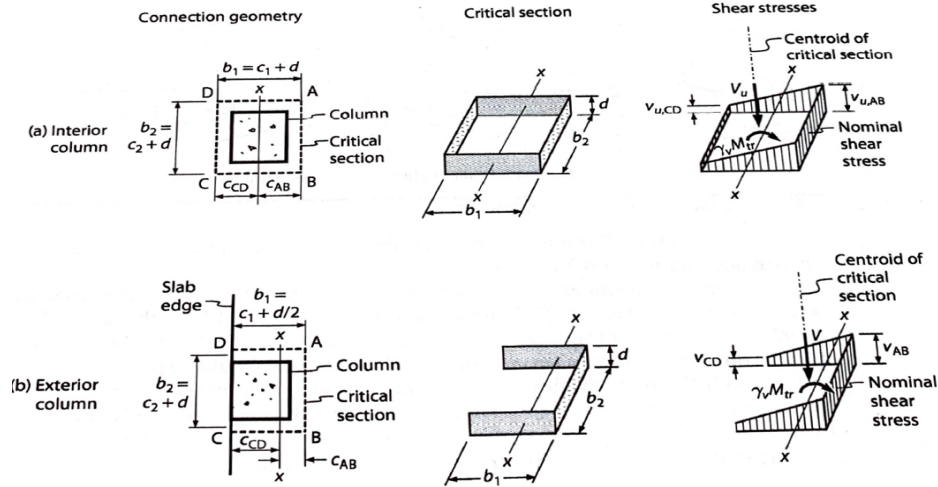


Figura 2-11. Esfuerzos de punzonamiento producidos en la sección crítica. (Moehle, 2015)

El refuerzo a flexión de la losa debe concentrarse en un ancho efectivo que es paralelo a b_1 , este ancho es igual a la cara de la columna más $1.5h$ a cada lado, como se muestra en la Figura 2-12. El refuerzo se debe colocar en la parte superior de la losa y por lo menos la mitad del refuerzo superior debe colocarse como refuerzo inferior, esto debido a cargas gravitatorias, aunque cuando se experimentan derivas sísmicas hacia diferentes sentidos, el refuerzo inferior puede trabajar tanto como el superior.

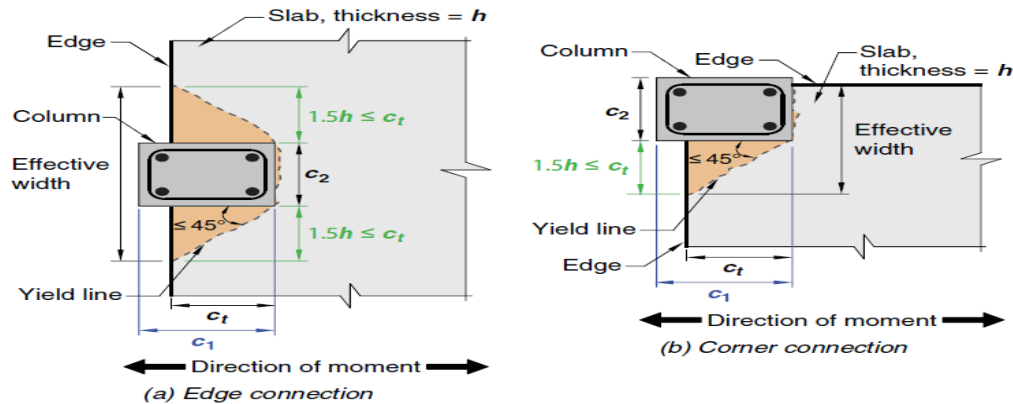


Figura 2-12. Ancho efectivo en conexiones. (American Concrete Institute, 2019)

2.1.2.4. Capacidad de deformación ante cargas cíclicas

Cuando el momento inducido por derivas sísmicas causa la plastificación de la armadura, la resistencia a punzonamiento se ve reducida y puede llegar a la falla para cargas gravitacionales que normalmente hubiera soportado de manera adecuada. Moehle realiza un estudio relacionando la resistencia a punzonamiento en una conexión y derivas sísmicas inducidas representadas en porcentaje. (Moehle, 2015).

En la Figura 2-13 se observa la relación que existe entre la capacidad a derivas laterales y la razón entre el esfuerzo a cortante resistente V_o y el actuante debido a cargas gravitacionales V_g , donde se puede notar claramente que aumentando V_g/V_o la resistencia a la deriva va disminuyendo.

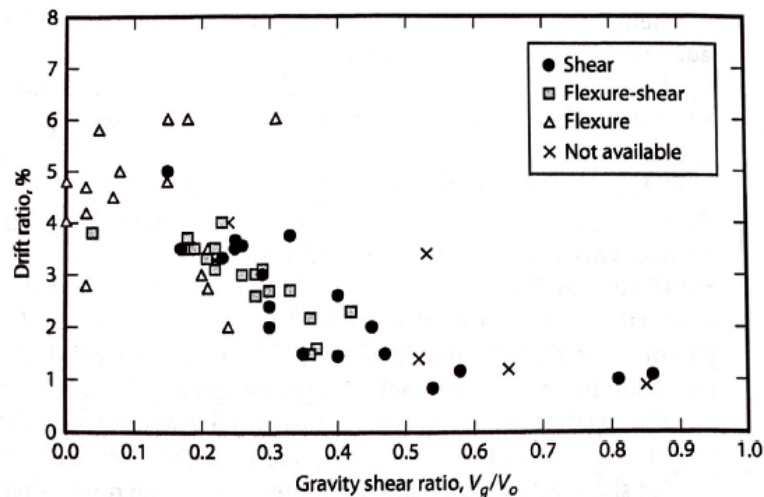


Figura 2-13. Relación entre derivas y resistencia a punzonamiento. (Moehle, 2015)

2.1.2.5. Integridad estructural después de la falla

Una solución para resistir los movimientos verticales de una losa punzonada después de la falla, es proveer refuerzo longitudinal a flexión, ya sea con armadura o con pretensado, pasando por el cono de la falla que rodea la columna. El refuerzo situado en la parte superior de la losa es menos efectivo que el situado en la parte inferior debido al posible salto del recubrimiento frente a los esfuerzos de dovela, como se observa en la Figura 2-14.

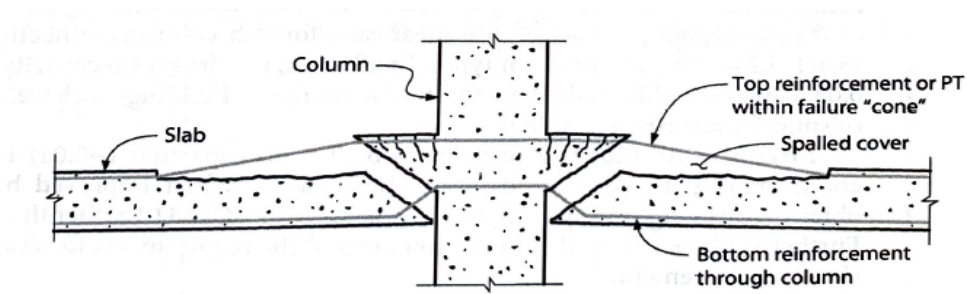


Figura 2-14. Efecto del refuerzo a flexión después de la falla. (Moehle, 2015)

Por su parte el ACI-318 (American Concrete Institute, 2019) hace las siguientes recomendaciones en cuanto al refuerzo en la parte superior, diferenciando entre losas normales y otras con espesores mayores. Figura 2-15.

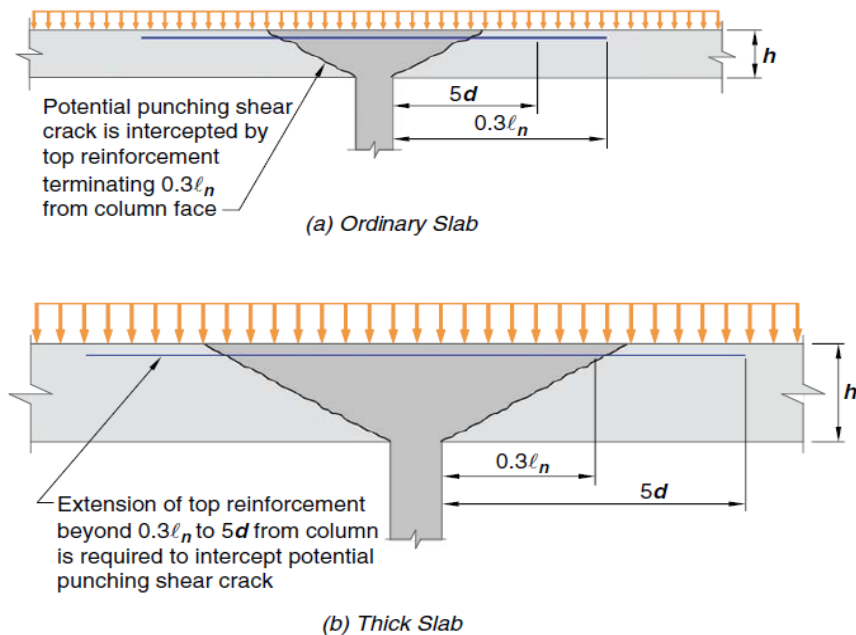


Figura 2-15. Refuerzo superior a flexión. (American Concrete Institute, 2019)

En el caso de la Figura 2-15a, se observa una losa normal con canto h y canto efectivo d , la recomendación es extender el refuerzo de acero superior como mínimo a una distancia $5d$ a partir del borde de la columna y hasta $0.3l_n$ siendo l_n la longitud de la luz. Por otra parte, la Figura 2-15b, hace referencia a losas con mayores espesores donde se requiere extender el refuerzo superior mínimo a una distancia $0.3l_n$ y hasta $5d$. La razón de esto, es interceptar las grietas diagonales que pueden surgir debido a las tensiones de punzonamiento en la losa.

2.2. Modelado no lineal de conexiones en losa-columna

Existen investigaciones con la finalidad de evaluar el desempeño no lineal que puede alcanzar una conexión sometida a derivas sísmicas y se dividen en dos diferentes metodologías.

2.2.1. Modelos numéricos de elementos finitos

Estos modelos son generados con sólidos en tres dimensiones y requieren una experiencia importante por parte del usuario en los determinados programas, su uso está más enfocado a la investigación académica que a la práctica ingenieril debido al alto costo computacional en tiempo y almacenamiento, estas investigaciones suelen llevarse a cabo en softwares como ABAQUS (Tambusay, Suprobo, Faimun, & Arwin, 2017) Figura 2-16 y ANSYS (Wieczoreka, 2013) Figura 2-17 (Al-Sherrawi, 2019) Figura 2-18, en menor medida se pueden encontrar otros como FEMAP (Kavitha, 2015) Figura 2-19.

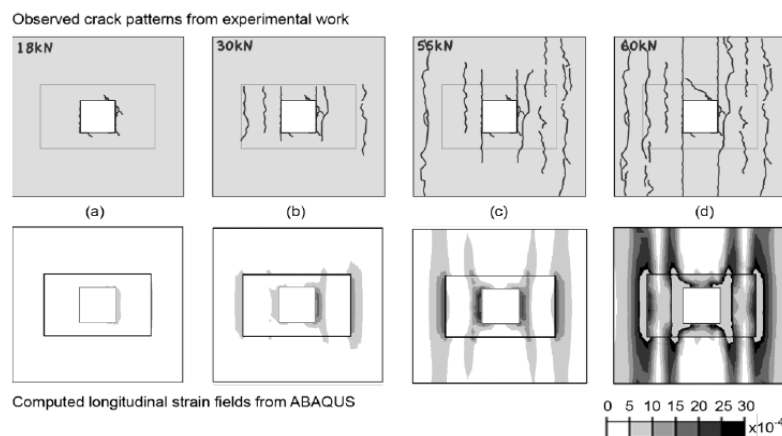


Figura 2-16. Patrón de agrietamientos estimados mediante ABAQUS. (Tambusay, 2017)

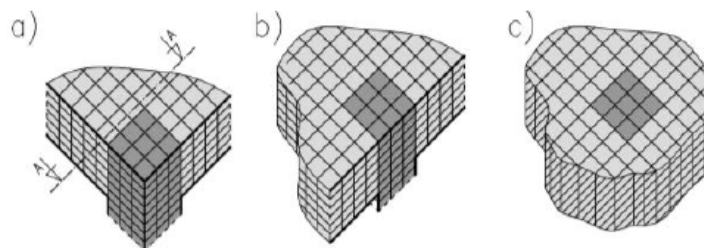


Figura 2-17. Modelos de elementos finitos 3D en ANSYS. (Wieczoreka, 2013)

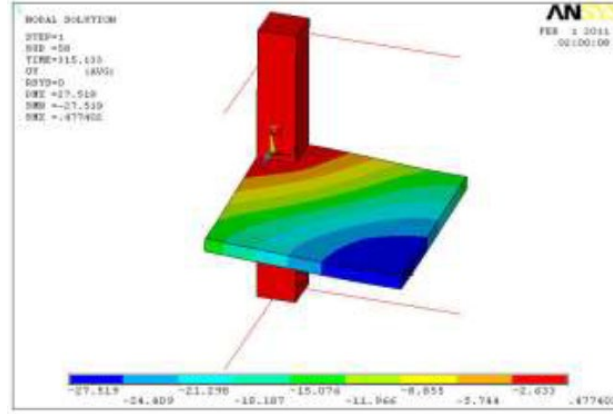


Figura 2-18. Desplazamientos en ANSYS. (Al-Sherrawi, 2019)

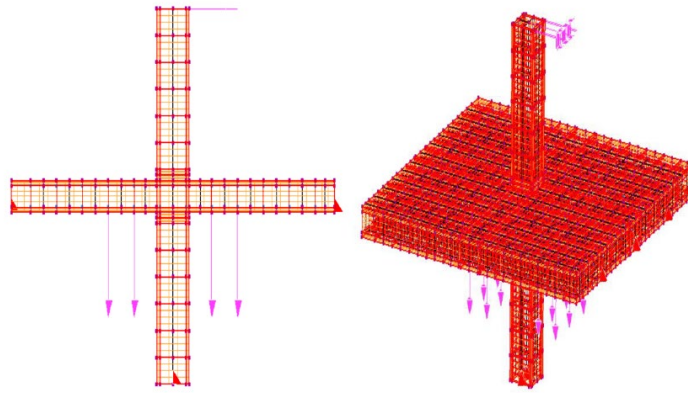


Figura 2-19. Elementos finitos en FEMAP. (Kavitha, 2015)

2.2.2. Modelos analíticos

Otro enfoque es predecir el comportamiento mediante modelos analíticos. En la investigación de Drakatos (2014) Figura 2-20 se hace una propuesta, además de lo existente en los códigos.

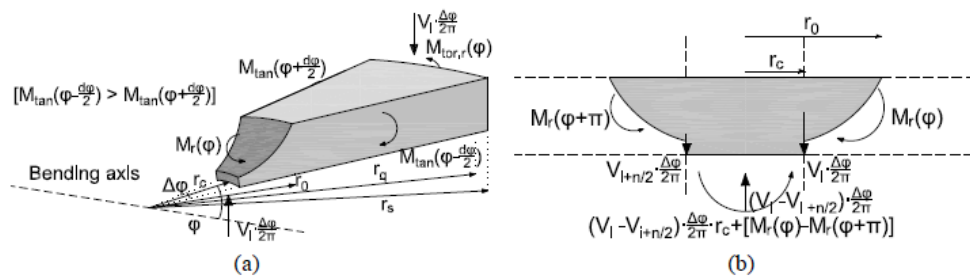


Figura 2-20. Fuerzas internas del modelo analítico. (Drakatos, 2014)

3. Elementos disponibles en el software comercial SAP2000

3.1. Introducción

La mayoría de los modelos realizados en la práctica de la ingeniería estructural están constituidos por elementos tipo *shell*, *barra* y en menor medida sólidos, esta investigación se focaliza en los dos primeros. Para realizar modelos no lineales, además se deben tener en cuenta otros parámetros, como lo son introducir propiedades de materiales, definir las curvas no lineales de tensión – deformación, modelos de histéresis ante cargas cíclicas, y definir ciertos casos de carga que tienen en cuenta la no linealidad y se efectúan mediante procedimientos iterativos.

Para simular el comportamiento no-lineal local en un punto material de elemento losa, es necesario una discretización por capas. Esto es posible en el software SAP2000 versión 21.1.0 mediante la opción “*Layered*”. Esta función permite reproducir el comportamiento no lineal en sus diferentes ejes locales, este tema se abordará en este capítulo.

Los elementos tipo *barra* pueden ser modelados mediante inelasticidad distribuida o localizada, es decir mediante rótulas plásticas localizadas. Esta última opción requiere menos recursos computacionales, por lo que es más utilizada en la práctica, si bien requiere que el usuario tenga experiencia a la hora de decidir los puntos donde potencialmente pueden ocurrir rótulas plásticas. En el caso del SAP2000, las rótulas plásticas se pueden asignar automáticamente según las guías del ATC-40 (Council, 1996) o FEMA 356 (2000), o bien, pueden ser definidas por el usuario. En esta tesis se hace una breve mención al respecto, no obstante, se encuentra que en las campañas experimentales que se desea reproducir, las columnas no llegan a plastificar por lo cual se mantienen en un rango lineal y las rótulas plásticas no se activan.

Los tipos de carga que son utilizados dentro de SAP2000 que consideran la no linealidad son el estático no lineal, para el caso de carga monotónica y tiempo - historia para el caso de carga cíclica.

3.2. Elemento tipo *shell*

El elemento *shell* es un objeto de tipo “área”, que es usado para modelar elementos con comportamiento mecánico de tipo membrana (a tensión o deformación plana), placa (flexión en su plano) o bien, la combinación de ambos tipos de carga. Un elemento *shell* puede ser homogéneo en su espesor o tener distintas capas, en este caso se considera la no linealidad de los materiales.

3.2.1. Membrana

El elemento membrana es un objeto de área de tres o cuatro nodos y en cada uno de ellos se tienen tres grados de libertad: traslaciones U_1 y U_2 además de una rotación en R_3 , desplazamientos perpendiculares U_3 y rotaciones R_1 y R_2 están liberadas. La matriz de rigidez está en función de su módulo de elasticidad y de su área. Figura 3-1. Este elemento solo admite cargas o acciones en su mismo plano de acción y se puede usar para modelar muros de cortante.

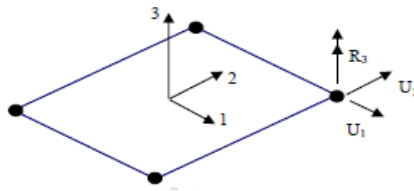


Figura 3-1. Grados de libertad en elemento membrana. (Hernández, 2017)

3.2.2. Placa

El elemento placa es un objeto de área de tres o cuatro nodos y en cada uno de ellos se obtienen tres grados de libertad, en las placas (*plate*), la traslación puede ser perpendicular al plano U_3 y las rotaciones son R_1 y R_2 , desplazamientos en su plano U_1 y U_2 y la rotación R_3 están liberados, su matriz de rigidez es función de su módulo de elasticidad y de las inercias. Figura 3-2. Este elemento admite cargas perpendiculares a su plano y se puede utilizar para modelar losas macizas.

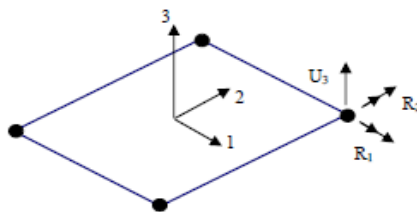


Figura 3-2. Grados de libertad en elemento placa. (Hernández, 2017)

3.2.3. Elemento *Shell*

El elemento *Shell* es un objeto de área de tres o cuatro nodos y en cada uno de ellos se obtienen seis grados de libertad: tres traslacionales que son U_1 , U_2 y U_3 además de tres rotacionales que son R_1 , R_2 y R_3 , podemos decir que *shell* es la suma de membrana y placa, por lo que ofrece la posibilidad de modelar cualquier estructura con acciones en su plano o perpendicular a él. Figura 3-3.

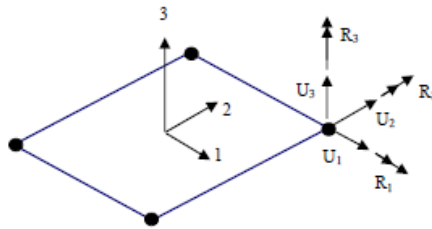


Figura 3-3. Grados de libertad en *shell*. (Hernández, 2017)

Dentro de las opciones de *shell* se encuentran *Thin* que es para placas delgadas donde su deformación es controlada por flexión, por lo tanto, se aplica la teoría de Kirchhoff, que es creada para casos donde la deformación a corte es despreciable en comparación de la de flexión, esto permite ahorro en tiempo de cálculo. La opción *Thick* para placas gruesas y donde su deformación se da por flexión y corte, por lo tanto, se aplica la teoría de Reissner/Mindlin, que se aplica en el caso de elementos de espesor considerable donde la deformación a corte no se puede despreciar. (Hernández, 2017). Lo que define si un *shell* es *Thin* o *Thick* es su relación a esbeltez, si esta es mayor a 20 entonces se considera *Thin*.

$$L/t > 20 \quad (3-1)$$

Donde:

- L : Longitud del elemento de área
- t : Espesor del elemento de área

Para conocer más detalles referentes a nodos, grados de libertad, ejes locales, restricciones de eje, ángulos de orientación y del material, vectores de referencia etc. Se recomienda ir al manual de CSI (Computers & Structures I. , 2017) en su capítulo diez.

3.2.4. Elemento tipo *Shell-Layered*

El elemento “*shell-Layered*” es un objeto tipo área que está constituido por varias capas que en conjunto representan el espesor total, cualquier número de capas es permitido, incluso una sola, cada una de ellas con distintas características y propiedades, en las cuales se puede elegir entre los 3 tipos de áreas descritos anteriormente, así como asignar diferentes materiales, espesores, ángulos y tipo de comportamiento, esto se abordará más a fondo en esta misma sección. El *shell-Layered* es muy útil para representar modelos trabajando en rango no lineal. Las capas están situadas con respecto a una superficie de referencia que normalmente está ubicada en el medio del elemento, como se observa en la Figura 3-4, esta superficie contiene los nodos de referencia j1 a j4 desde los cuales se calculan los desplazamientos. (Computers & Structures I. , 2017).

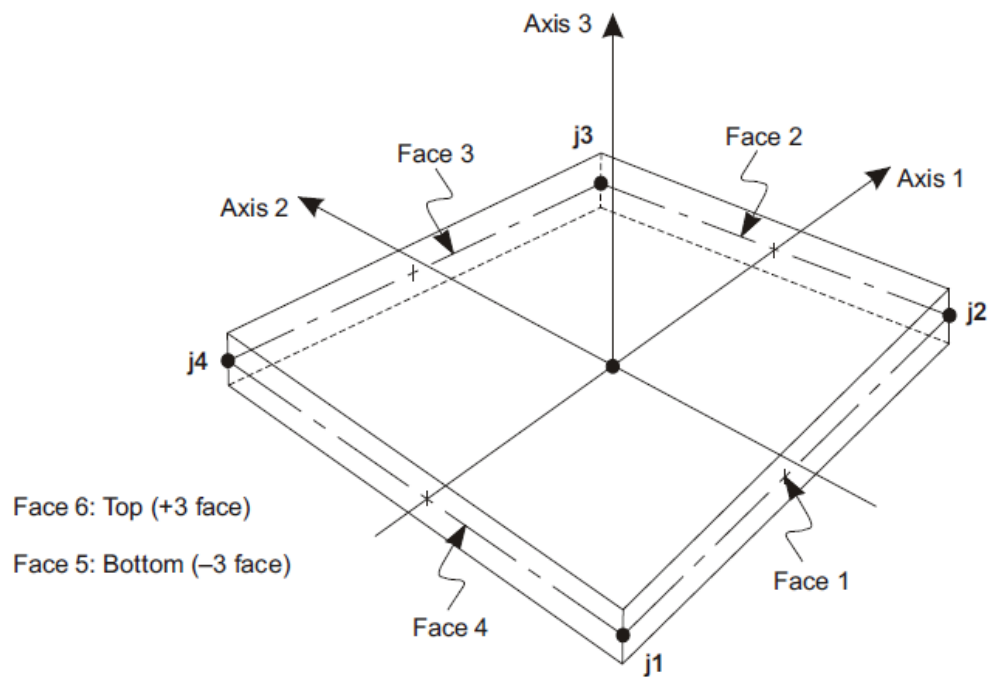


Figura 3-4. Nodos de referencia y ejes locales. (Computers & Structures I. , 2017)

En el modelado de losas planas, que es el tema al que se refiere esta investigación, se observa en la Figura 3-5 como las capas son útiles para modelar la armadura de acero en la parte inferior y superior de la losa, así como el hormigón en ella, las capas y sus distancias al punto de referencia deben representar en el modelo de la forma más precisa posible, la realidad de la distribución física de la sección estructural.

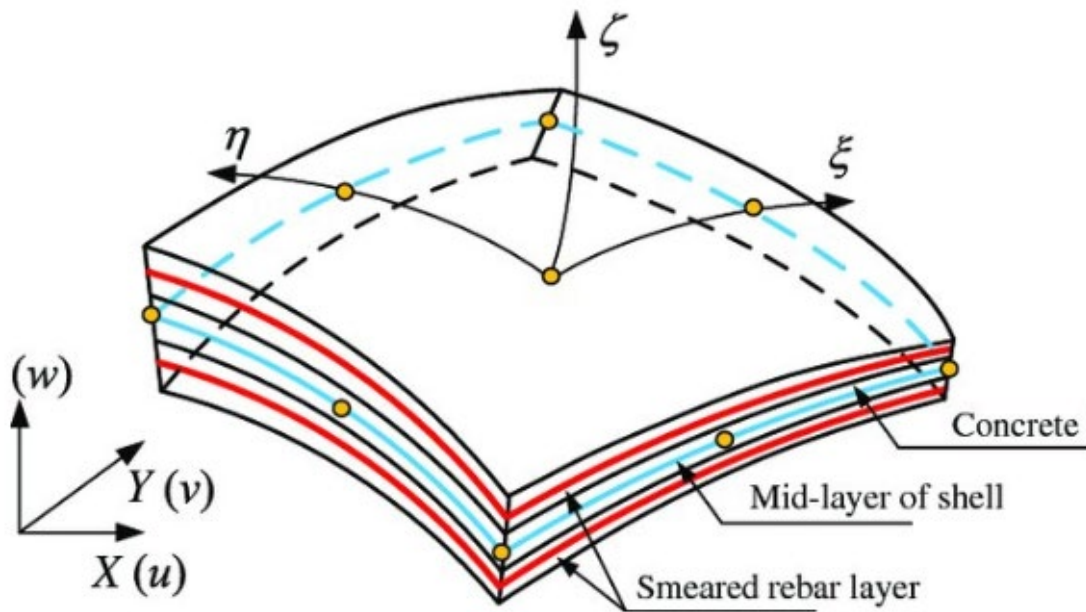


Figura 3-5. Armadura y hormigón en *shell Layered*. (Lu, 2015)

Xinzheng Lu (2015) describe en su investigación referente a muros de cortante la metodología de cálculo con la que funciona *shell-Layered*, primero se calculan las deformaciones axiales y curvaturas de superficie, seguidas de las deformaciones y curvaturas de cada una de las capas que constituye el espesor total, esto se realiza bajo la asunción de la hipótesis de deformación plana, después se calculan las tensiones en cada punto de integración de las capas y finalmente los esfuerzos por medio de métodos de integración. A continuación, se describen los parámetros necesarios que requiere el software SAP2000 para el modelado de estos elementos.

3.2.4.1. Distancia de la capa

Cada capa está situada a una distancia específica de la superficie de referencia en el centro del *shell*, medida en el eje local 3 en el sentido mostrado en la Figura 3-6. Distancia de referencia a capa C. (Computers & Structures I. , 2017). Esta distancia representaría el canto útil menos la mitad del espesor total, haciendo referencia a la armadura de refuerzo en la losa.

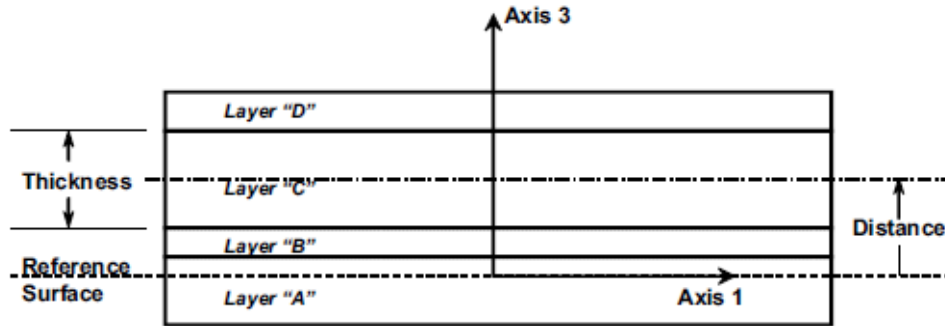


Figura 3-6. Distancia de referencia a capa C. (Computers & Structures I. , 2017)

3.2.4.2. Espesor de la capa

Cada una de las capas tiene un espesor particular, la suma de ellas es el espesor total del *shell*, este se mide en el eje local 3. En nuestro caso de estudio, el espesor del hormigón será la altura total h de la losa plana, referente a la armadura de acero a flexión, es necesario colocar el número de capas suficientes para representar adecuadamente el área de la sección transversal del refuerzo, si la armadura de acero está distribuida en diferentes capas con diferente canto efectivo, debe considerarse en el modelo. El espesor de cada capa puede determinarse de la siguiente manera.

$$t_s > \frac{\rho_s t_c}{N} \quad (3-2)$$

Donde:

- ρ_s : Cuantía de armadura de refuerzo A_s/bd
- t_c : Espesor de la losa plana
- N : Número de capas

3.2.4.3. Tipo de capa

Se puede elegir entre las diferentes opciones mencionadas anteriormente, según el comportamiento que se espera del modelo, el manual de CSI (Computers & Structures I. , 2017) considera:

- Membrane: Para acciones en el plano del elemento, las deformaciones en la capa ($\varepsilon_{11}, \varepsilon_{22}, \gamma_{12}$) son calculadas desde los desplazamientos de la membrana en el plano y las tensiones en la capa ($\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{12}$) contribuyen solo a las fuerzas en el plano de la membrana (F_{11}, F_{22}, F_{12}).
- Plate: Las deformaciones en la capa ($\varepsilon_{11}, \varepsilon_{22}, \gamma_{12}, \gamma_{13}, \gamma_{23}$) son calculados solo desde desplazamientos transversales y rotaciones flexionales del elemento y las tensiones en la capa ($\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{12}, \sigma_{13}, \sigma_{23}$) contribuyen solo a momentos flexionantes y esfuerzos cortantes ($M_{11}, M_{22}, M_{12}, V_{12}, V_{23}$).
- Shell: Este elemento combina el comportamiento de la membrana y la placa. Deformaciones en la capa ($\varepsilon_{11}, \varepsilon_{22}, \gamma_{12}, \gamma_{13}, \gamma_{23}$) son calculados desde todos los desplazamientos y rotaciones flexionantes en la capa, las tensiones ($\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{12}, \sigma_{13}, \sigma_{23}$) contribuyen a todas las fuerzas y momentos ($F_{11}, F_{22}, F_{12}, M_{11}, M_{22}, M_{12}, V_{12}, V_{23}$).

Es importante mencionar que la masa y el peso son calculados solo para capas membrana y *shell* y no para placa.

3.2.4.4. Número de puntos de integración de la capa

El comportamiento del material está integrado en un número finito de puntos en el espesor de cada capa, estos puntos pueden ir desde uno hasta cinco, la posición de ellos permite realizar una integración siguiendo el procedimiento de Gauss. Se recomienda usar cinco puntos de integración si se quiere encontrar un comportamiento no lineal, incrementar los puntos aumenta el tiempo de cálculo, lo cual se debe tener en cuenta buscando eficiencia.

3.2.4.5. Material de la capa

El material de cada capa debe ser especificado con referencia a un material pre definido, para este caso de estudio los materiales son hormigón y acero de refuerzo, considerando su rango no lineal.

3.2.4.6. Ángulo de acción del material de la capa

En el modelado del *shell-Layered* se debe distinguir en cada capa el eje del elemento y del material, como se observa en la Figura 3-7 este por defecto coincide con el eje 1-1 del elemento *shell*, pero puede ser modificado. Definir este ángulo de acción es importante en el modelado de losas planas ya que permite diferenciar en la armadura de refuerzo en diferentes sentidos (x, y). Normalmente el ángulo de la capa de hormigón se define en 0° ya que el eje de acción del material coincide con el del elemento *shell*, en el caso de la armadura de refuerzo a flexión se debe definir el ángulo de acción del material que generalmente será 0° cuando el sentido del refuerzo coincida con el eje local 1-1 del elemento y 90° cuando el sentido del refuerzo este en el eje local 2-2 del elemento, es muy importante tener en cuenta al momento de reproducir el modelo, como quedarán situados los ejes locales para así tener una referencia en el modelado de la armadura de refuerzo. Es muy poco usual que en losas exista armadura con ángulos no ortogonales, no obstante, de presentarse este caso, es posible su modelado mediante la modificación del ángulo de acción. Una limitación muy significativa del SAP2000 en cuanto a *shell-Layered*, es que no permite colocar capas con ángulo de acción del material con referencia al eje 3-3, esto causa que no sea posible incluir en el modelo armadura de refuerzo vertical de cortante en la losa, consecuentemente esta investigación se focaliza en losas sin armadura de refuerzo a cortante. La Tabla 3-1 hace un resumen de lo mencionado.

Capa	Ángulo
Hormigón	0°
Refuerzo en x	0°
Refuerzo en y	90°

Tabla 3-1. Ángulo de acción del material en losas.

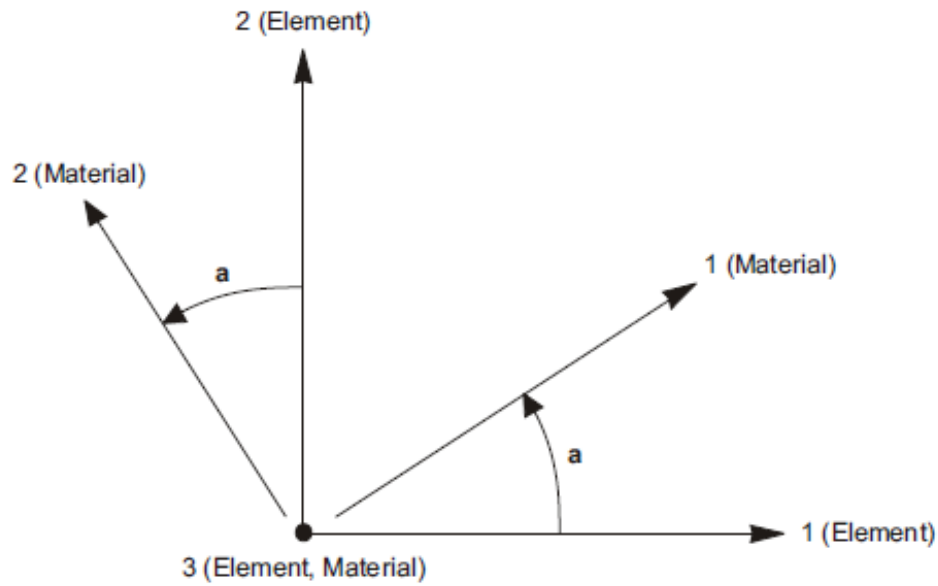


Figura 3-7. Rotación de ángulo de acción del material. (Computers & Structures I , 2017)

3.2.4.7. Comportamiento del material de la capa

En SAP2000 se puede elegir entre “Direccional” y “Acoplado”. El comportamiento direccional puede ser aplicado para todos los materiales, mientras que el comportamiento acoplado está disponible solo para materiales hormigón y usa el comportamiento modificado de Darwin-Pecknold. Más especificaciones sobre este modelo pueden ser revisadas en el reporte técnico “Modelado de concreto reforzado de Darwin-Pecknold 2D Modificado” (Computers & Structures I , 2015).

3.2.4.8. Componentes del material de la capa

Esta opción está disponible únicamente cuando se elige la opción de comportamiento direccional, para cada uno de los componentes de tensiones (σ_{11} , σ_{22} , σ_{12}) se puede elegir entre un comportamiento lineal, no lineal o inactivo. Para un material uniaxial solo los componentes (σ_{11} , σ_{12}) son significantes ya que el σ_{22} es siempre igual a 0. El componente del material es definido en cada uno de sus ejes locales, los cuales dependen del ángulo de acción.

Si uno o más de los 3 componentes de una capa es no lineal o inactivo, entonces todos los componentes lineales usan una ley de tensión – deformación desacoplada isotrópica, todos los componentes no lineales usan la relación tensión - deformación no lineal y los componentes inactivos asumen tensiones igual a cero. Para conocer mayores especificaciones sobre el comportamiento de los componentes en los diferentes casos, lineal, no lineal o inactivo y las ecuaciones que lo definen, se recomienda ver los capítulos seis y diez del manual del CSI que es aplicable al software SAP2000. (Computers & Structures I. , 2017).

3.3. Elemento tipo *barra*

El elemento *barra* es muy poderoso para modelar vigas y columnas, su comportamiento no lineal se puede modelizar mediante rótulas plásticas, usa una formulación tridimensional viga – columna que incluye efectos biaxiales de flexión, torsión, deformación axial y deformaciones biaxiales de cortante. (Computers & Structures I. , 2017).

El modelado de un elemento *barra* se da conectando dos puntos (i, j) con una línea, la forma de unión de estos puntos define los ejes locales de la *barra* como se observa en la Figura 3-8. Existen diferentes opciones para la sección transversal de este elemento, pudiendo ser prismática o no, además de la herramienta de importar diversos perfiles de acero desde librerías, por otra parte, existen diversas opciones para aplicarle carga a estos elementos dentro de SAP2000, por ejemplo, de forma gravitacional, distribuida, concentrada, deformaciones, desplazamientos y cargas debidas a cambios de temperatura.

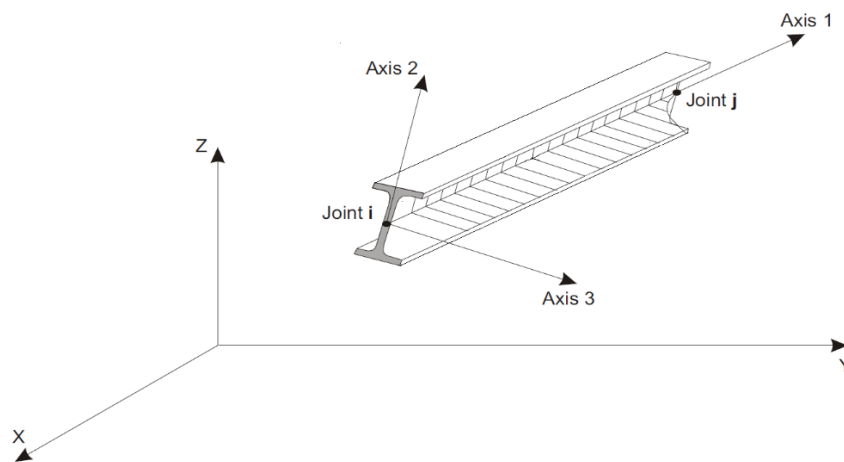


Figura 3-8. Ejes locales de la barra. (Computers & Structures I. , 2017)

3.3.1. Grados de libertad del elemento *barra*

El elemento *barra* activa los 6 grados de libertad en los dos nodos que constituyen su longitud al unirse mediante una línea, por lo tanto, i como j cumplen la característica observada en la Figura 3-9. Se debe tener cuidado en el modelo, ya que dependiendo de cómo se oriente su eje local 1 dentro de los ejes globales (X, Y, Z) se podrán interpretar sus esfuerzos, lo más común es orientar el eje local de referencia 1 paralelo a X o Y para simular el comportamiento viga, o a su vez paralelo al eje Z para simular un comportamiento tipo columna.

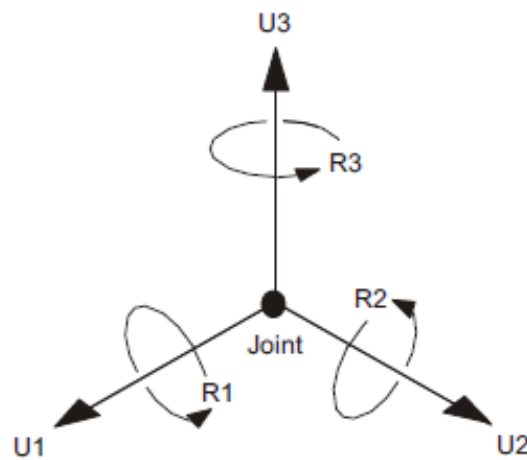


Figura 3-9. Grados de libertad en nodo. (Computers & Structures I, 2017)

3.3.2. Rótulas plásticas en elemento *barra*

Las rótulas plásticas se pueden aplicar dentro de la longitud de un elemento *barra* y se pueden colocar las que el usuario desee, cada rótula representa el comportamiento concentrado después de la plastificación en uno o más grados de libertad. Las rótulas solo afectan el comportamiento de la estructura si se está realizando un análisis estático no lineal o tiempo – historia.

Existen rótulas para simular el comportamiento a momento, torsión, axial y cortante, también están disponibles rótulas que acoplan a las anteriores como P-M2 y PM3 que representan el axial-momento en 2 y en 3 y que son las adecuadas para modelar una columna sometida a derivas sísmicas de la forma más simplificada.

3.3.2.1. Curva de deformación plástica

Para cada grado de libertad es posible definir una curva de fuerza – desplazamiento o bien momento – rotación, esta curva da el valor de la plastificación y de la deformación después de esta. El programa usa por defecto una curva obtenida de un análisis de pushover, sin embargo, esta se puede modificar en términos de 5 puntos A-B-C-D-E.

A es el punto de origen, B representa el punto de la plastificación, C representa la última capacidad encontrada en el análisis de pushover, D representa la resistencia residual para el análisis y E representa el punto de falla total. Como se observa en la Figura 3-10, es posible insertar puntos intermedios, por ejemplo, de IO (ocupación inmediata), LS (seguridad de vidas) y CP (prevención de colapso), estos puntos pueden funcionar para medir información en ellos, pero no afectan en el comportamiento de la estructura.

Antes de alcanzar el punto B, la deformación es lineal y ocurre en la *barra*, no en la rótula, después del punto B ocurre una deformación plástica además a la deformación elástica del elemento. Mas información sobre el comportamiento no lineal de las rótulas está disponible en el manual del CSI en su capítulo ocho. (Computers & Structures I. , 2017).

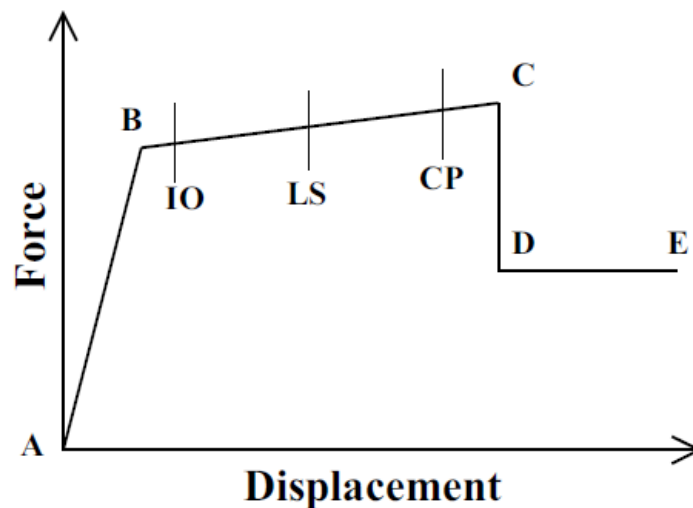


Figura 3-10. Curva de deformación plástica en rótulas. (Computers & Structures I. , 2017)

3.3.2.2. Longitud de la rótula plástica

Cada rótula es modelada como un punto discretizado que debe ser colocado dentro de la longitud del elemento tipo *barra (frame)*. Todas las deformaciones plásticas de desplazamiento o rotación ocurren dentro de este punto, esto significa que se debe asumir una longitud relativa del elemento para colocarlo.

Generalmente, no es fácil elegir esta longitud, algunas recomendaciones se pueden encontrar en ASCE 41-13 (American Society of Civil Engineers, 2013). Normalmente es un porcentaje de la longitud de la *barra* y está en función del canto de esta, particularmente en rótulas de momento – rotación. Se pueden hacer aproximaciones de la plasticidad colocando rótulas dentro de la distancia relativa del elemento, por ejemplo, a 0.05, 0.10, 0.15 etc. Se debe tener en cuenta que entre más rótulas se asignen, el costo computacional aumenta.

3.4. Modelo constitutivo del hormigón y acero de refuerzo

3.4.1. Hormigón

Dentro del SAP2000 se encuentra la opción de elegir la curva de Mander, las formulaciones que la definen se encuentran en el reporte técnico de curvas tensión – deformación de CSI (Computers & Structures, INC, 2008) la cual tiene en consideración el comportamiento no lineal del hormigón confinado y no confinado, SAP2000 genera la gráfica automáticamente introduciendo algunos parámetros, este tema se toca en el capítulo cuatro.

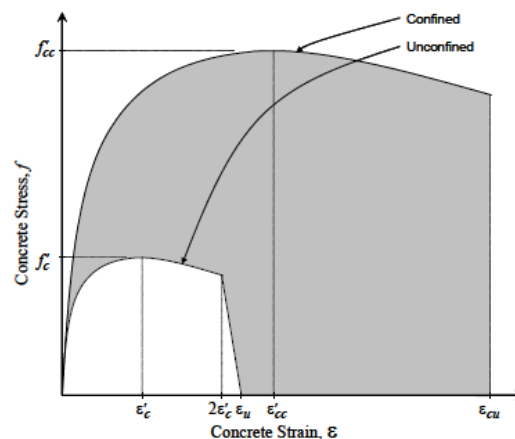


Figura 3-11. Modelo constitutivo de Mander. (Computers & Structures, INC, 2008)

Como se puede observar en la Figura 3-11, el confinamiento del hormigón otorga una resistencia extra en el rango no lineal que se representa con el área sombreada, sin embargo en esta investigación se hace uso de la curva del hormigón simplificada sin confinar que se observa en la Figura 3-12, esto debido a que la losa modelada con el *shell* Layered no cuenta con armadura de refuerzo transversal y en cuanto a la columna, se mantiene dentro del rango lineal por lo cual no es significativo usar la curva confinada. Se debe tener en cuenta que el programa asigna un valor automático proporcional a la resistencia a tracción del hormigón, se recomienda verificar este parámetro y en caso que el usuario decida, modificarlo con base a algún código.

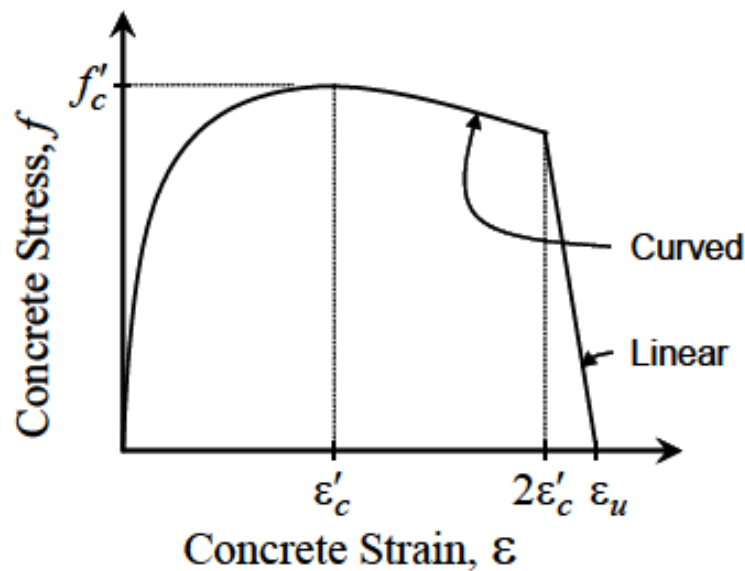


Figura 3-12. Modelo Mander sin confinamiento. (Computers & Structures, INC, 2008)

Donde:

- f'_c : Resistencia a compresión del hormigón
- ϵ'_c : Deformación del hormigón en f'_c
- ϵ_u : Capacidad última de deformación del hormigón sin confinar

3.4.2. Acero de refuerzo

Para el acero de refuerzo de las barras en la losa, se utiliza un modelo elastoplástico con endurecimiento cinemático disponible en SAP2000 (Computers & Structures, INC, 2008), el programa genera automáticamente el modelo constitutivo observado en la Figura 3-13, se deben introducir algunos parámetros que se mencionan en el capítulo cuatro de esta investigación.

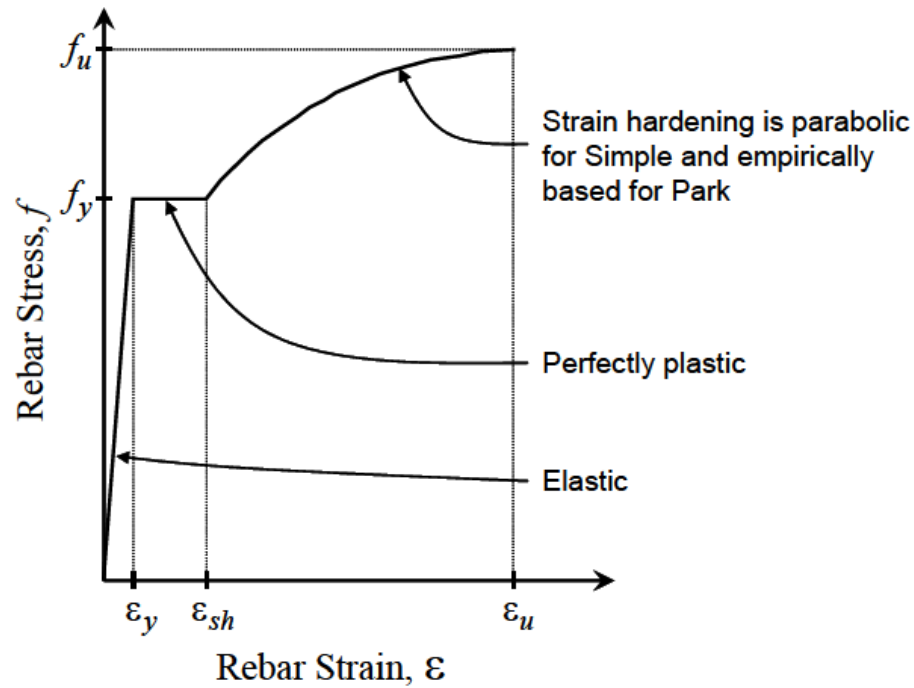


Figura 3-13. Tensión-deformación acero de refuerzo. (Computers & Structures, INC, 2008)

Donde:

- f_y : Limite elástico del acero de refuerzo
- f_u : Tensión última del acero de refuerzo
- ϵ_y : Deformación del acero en el limite elástico
- ϵ_{sh} : Deformación del acero en el comienzo del endurecimiento
- ϵ_u : Capacidad última de deformación del acero de refuerzo en las barras de acero

3.5. Modelos histeréticos de los materiales

3.5.1. Hormigón

En esta investigación se ha utilizado el modelo de histéresis nombrado PIVOT en SAP2000 el cual es especialmente recomendado (Computers & Structures I. , 2017) para elementos de hormigón armado. Se puede observar su patrón de carga y descarga en la Figura 3-14.

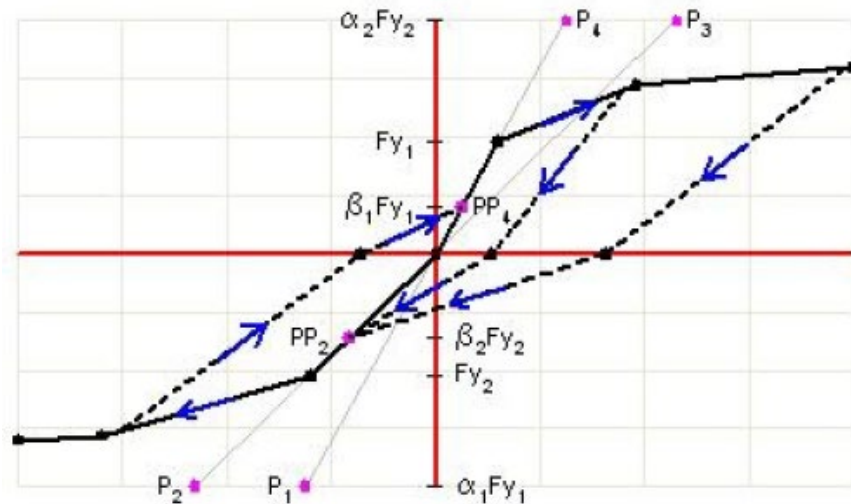


Figura 3-14. Modelo PIVOT para hormigón. (Computers & Structures I. , 2017)

Este modelo utiliza puntos de pivote (P_1, P_2, P_3, P_4) que se definen bajo los siguientes parámetros:

- α_1 : Punto de referencia para descargar a cero desde un esfuerzo positivo
- α_2 : Punto de referencia para descargar a cero desde un esfuerzo negativo
- β_1 : Punto de referencia para carga de reversa desde cero a esfuerzo positivo. $0 < \beta_1 \leq 1$
- β_2 : Punto de referencia para carga de reversa desde cero a esfuerzo negativo $0 < \beta_2 \leq 1$
- η : Degradación de las pendientes elásticas después de deformaciones plásticas $0 < \eta \leq 1$

3.5.2. Acero

En este estudio se ha empleado el modelo histerético Kinematic hardening. Este modelo es asignado por defecto por SAP2000 a todos los materiales metálicos ya que disipa una cantidad significativa de energía y es adecuada para materiales con ductilidad, la carga de reversa y la descarga siguen líneas paralelas y con magnitud igual que en el segmento anterior de carga hasta que alcanza el punto de limite en la envolvente del material definido en la gráfica tensión-deformación del acero. Este modelo es muy práctico ya que no requiere de introducción de ningún parámetro en el programa. (Computers & Structures I. , 2017). Se muestra en la Figura 3-15.

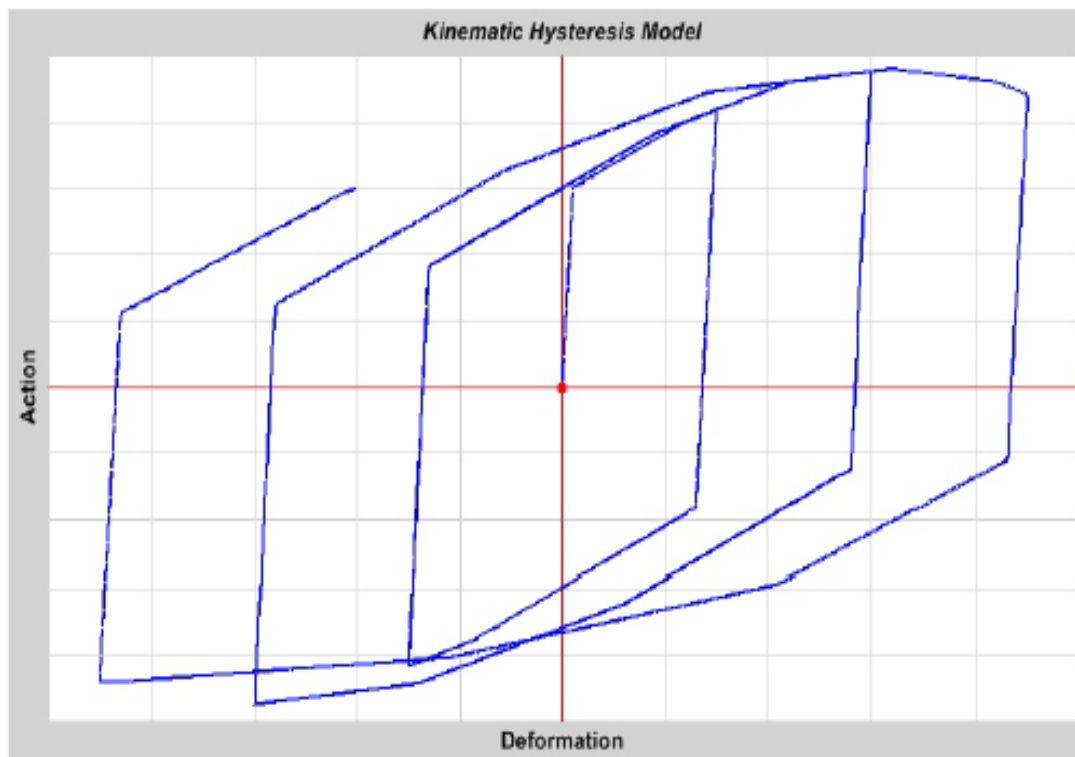


Figura 3-15. Modelo Kinematic para acero. (Computers & Structures I. , 2017)

3.6. Casos de carga

3.6.1. Análisis estático no lineal

Este caso de carga es utilizado para representar la carga monotónica en la estructura. Esta función del SAP2000 coge un patrón de carga previamente definido o una aceleración y la aplica a la estructura en diferentes pasos iterando entre ellos hasta llevar al modelo al rango no lineal, se pueden definir tantos casos de carga como se deseen, incluso existe la posibilidad de iniciar uno desde las condiciones de carga y rigidez al terminar un caso previo. La carga puede ser aplicada hasta su magnitud total o bien elegir un desplazamiento máximo de control en un cierto nodo para un grado de libertad específico, en cuanto a los parámetros se recomienda usar los valores predeterminados por el programa para la tolerancia y número de pasos. No obstante, si se observa que un modelo presenta demasiados pasos nulos en la iteración, estos se pueden reducir, ya que esta condición hace lento el análisis que sigue corriendo en un punto donde ya no ofrecerá ningún resultado. Más consideraciones sobre este caso de carga se encuentran en el manual del CSI (Computers & Structures I. , 2017), el cual menciona que los análisis no lineales requieren tiempo y paciencia, ya que cada uno de ellos es diferente.

3.6.2. Historia de Integración directa no lineal

El análisis no lineal de tiempo historia que es adecuado para reproducir carga cíclica, existen dos maneras de realizarlo, el Direct Integration Time History Analysis y el Modal Time History Analysis, para esta investigación se recomienda usar el primero de ellos. En este análisis se integran las ecuaciones que gobiernan el comportamiento dinámico de la estructura en diversas iteraciones que deben tener intervalos de tiempo pequeños comparados con la carga aplicada, se recomienda usar 10 por cada paso. Al igual que el análisis estático no lineal, se permite iniciar desde las condiciones de carga y rigidez de un caso anterior, con la diferencia que es necesario definir una función del tipo de carga cíclica o espectro, o bien usar alguna predeterminada, también es necesario definir parámetros no lineales en donde se recomienda utilizar los que usa el programa por defecto, además es importante definir un tipo de amortiguamiento para no tener problemas de convergencia. Para más especificaciones de este caso de carga se puede ver el capítulo veinticuatro del manual del CSI. (Computers & Structures I. , 2017).

4. Parámetros y modelado no lineal de conexión losa plana – columna

4.1. Introducción

Dentro de este capítulo se describirá paso por paso la metodología empleada dentro de la interfaz del programa SAP2000 para el modelado no lineal de la conexión losa plana – columna de hormigón armado sometido a cargas gravitacionales y derivas sísmicas, se pretende aprovechar al máximo las funciones automatizadas del software. Si se desea profundizar sobre sus modelos teóricos o ecuaciones constitutivas de las opciones empleadas, se recomienda estudiar el capítulo anterior de esta investigación.

Amin Ghali ha realizado diferentes campañas experimentales referentes a losas planas y columnas, en la Universidad de Calgary, Canadá, (2000), (2005) y (2006). Aunque el objetivo principal es diferente en cada una, la metodología seguida es muy similar, en esta tesis se ha reproducido virtualmente la primera de ellas en donde se centra en conocer el momento ultimo no lineal y ductilidad, variando la resistencia del hormigón y del acero de refuerzo, así como la carga axil y deriva sísmica. (Ghali & Megally, 2000) en su siguiente investigación ha incluido refuerzo de pretensado en la losa y analizado su efecto (Ghali & Ritchie, 2005), en la última de ellas (Ghali, Ritchie, Dilger, & Gayed, 2006), discute sobre la precisión del enfoque adoptado por el ACI-318 (American Concrete Institute, 2019), mencionado en el capítulo dos de esta tesis.

En la descripción del experimento se hará referencia a imágenes de las tres campañas debido a que ilustran mejor las condiciones de laboratorio, no obstante, el experimento reproducido en SAP2000 fue el realizado en el 2000 (Ghali & Megally, 2000).

4.2. Campaña experimental de Sami Megally y Amin Ghali (2000)

4.2.1. Dimensiones y armadura de refuerzo

El experimento consiste en una conexión de borde, la columna tiene una sección transversal de $25 \times 25 \text{ cm}$ y tiene un refuerzo longitudinal muy fuerte para evitar su falla, que consiste en 6 barras del N° 25 cada una de ellas aporta 500 mm^2 de acero. La longitud de la columna es de 1.55 m en total, descontando el canto de la losa, se tienen 0.7 m de ella en cada extremo. Figura 4-2.

La losa tiene dimensiones de 1.35 m en el sentido X, que es donde se aplican los desplazamientos y 1.9 m en el sentido Y ortogonal, cuenta con 0.15 m de canto del cual 0.114 m es el canto efectivo para la armadura longitudinal de flexión que está conformado por barras de N°15 con 200 mm^2 en la parte superior y barras del N°10 con 100 mm^2 en su parte inferior, dispuestas a distancias que se pueden observar en Figura 4-3.

4.2.2. Grados de libertad del experimento

La estructura se encuentra simplemente apoyada en los 3 ejes que no coinciden con la columna, de tal manera que únicamente tienen restringido el movimiento vertical, para lograr esto fueron sujetas con vigas de acero y neopreno. Figura 4-2. Durante el experimento, se giró la estructura 90° , es decir, la losa quedo en una posición vertical y la columna horizontal, esto facilita tanto la visibilidad de las grietas causadas en la losa como la aplicación de las cargas. Figura 4-1.

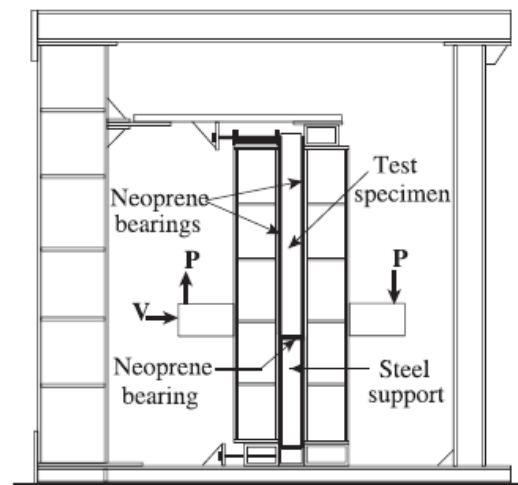


Figura 4-1. Apoyos de la estructura. (Ghali & Megally, 2000)

4.2.3. Variables del experimento

Dentro de la misma campaña se cuenta con 9 especímenes, sin embargo, esta investigación se centra en los correspondientes a MG-2A, MG-8 y MG-9 debido a que en estos no se cuenta con armadura de cortante en la conexión, SAP2000 no tiene la capacidad de añadir armadura transversal por lo tanto se tiene esa limitación. Dentro de ellos se tienen tres variables, la resistencia del hormigón (MPa), la del acero de refuerzo (MPa) y la fuerza axial aplicada en la columna. La Tabla 4-1 hace un resumen de ellos.

Slab	f_c Hormigón (MPa)	f_y Acero (MPa)	V_u Axil (kN)
MG-2A	31.6	519	120
MG-8	34.3	478	90
MG-9	84.2	456	120

Tabla 4-1. Variables del experimento. (Ghali & Megally, 2000)

4.2.4. Aplicación de las cargas y desplazamientos

Después de tener la estructura en vertical y con sus condiciones de contorno, se procede a aplicar la carga en tres etapas.

1. Se aplica la fuerza axial V_u utilizando el actuador A que introduce una compresión en la cara transversal de la columna y el momento desbalanceado M_o utilizando los actuadores B y C como se observa en la Figura 4-4, estos son utilizados para introducir desplazamientos y miden la fuerza requerida para ellos, con estas fuerzas y la longitud efectiva de la columna se calcula el momento mediante la expresión $M_o = p l_c$. El desplazamiento total se define como Δ , en cada extremo se induce $\Delta/2$. La excentricidad M_o/V_u se mantiene constante en 0.30 m hasta llegar al axil definido en la Tabla 4-1.

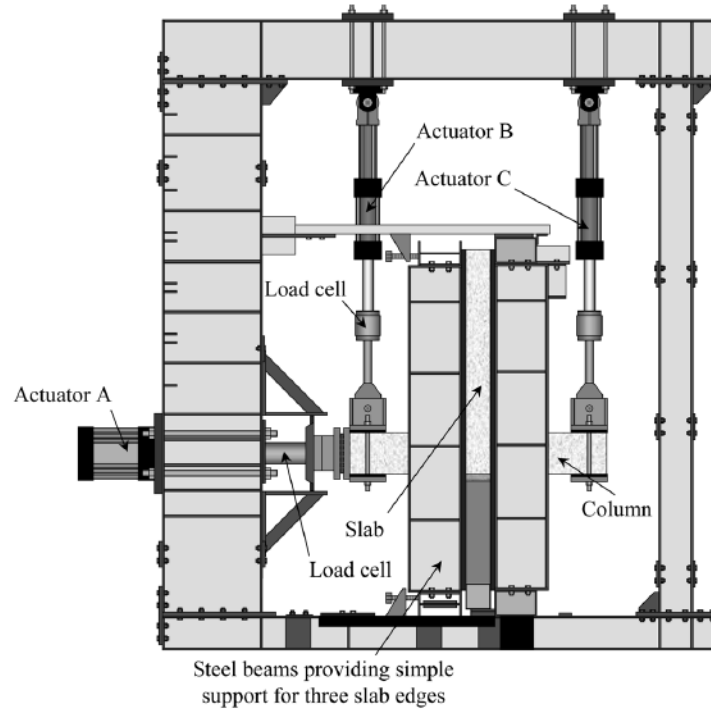


Figura 4-4. Actuadores en el experimento. (Ghali & Megally, 2000)

2. La carga axial se sostiene en el valor mencionado, despues se aplican desplazamientos laterales en los extremos de la columna en forma ciclica, variando el sentido de ellos, en la Figura 4-6 se define una deriva positiva. La amplitud aumenta gradualmente, cada incremento representa aproximadamente 0.3% de relación de deriva entre pisos (Drift Ratio) DR. Equivalente a 4.2 mm Ec.(4-2) en cada aumento se completan cuatro ciclos completos como se observa en la Figura 4-5. Despues de que se alcanza el momento desbalanceado maximo, solo se completa un ciclo más hasta que se pierde la capacidad de transferir momento en un 25%. Despues la estructura es descargada completamente.

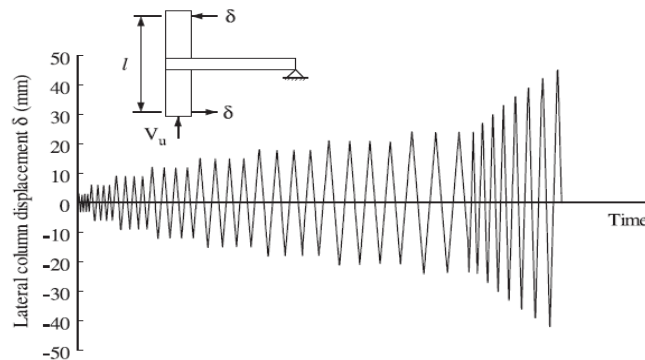


Figura 4-5. Ciclos de desplazamiento lateral. (Ghali & Megally, 2000)

$$DR = \frac{\Delta}{l_c} \quad (4-1)$$

Si $DR = 0.3\%$

$$\Delta = l_c DR = 4.2 \text{ mm} \quad (4-2)$$

Donde:

- l_c : Longitud efectiva de columna entre actuadores $l_c = 1.4 \text{ m}$
- Δ : Deriva total entre extremos de la columna
- DR : Relación de deriva entre pisos

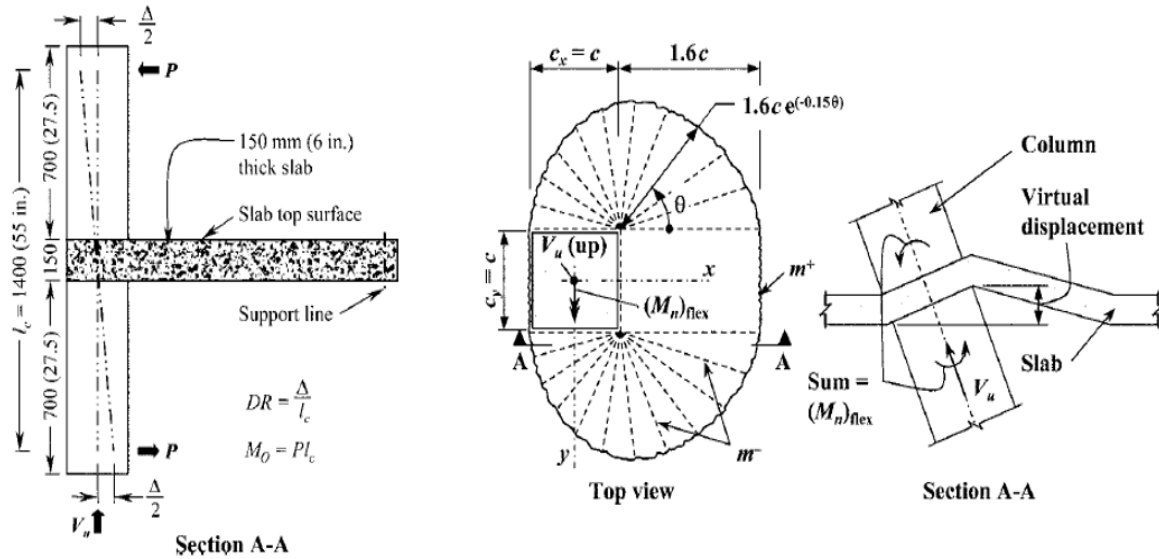


Figura 4-6. Definición de una deriva positiva. (Ghali & Megally, 2000)

3. En la tercera etapa la estructura ya ha fallado y se encuentra fisurada, es decir ha perdido gran parte de su rigidez. Después de la descarga total se aplica simultáneamente carga axial y momento desbalanceado con la misma excentricidad de 0.30 m , con la finalidad de evaluar la resistencia residual. Sin embargo, no es de interés de esta investigación representar este último estado del experimento físico realizado.

4.2.5. Resultados

En la Figura 4-7 se observan los resultados de la campaña experimental de Ghali y Megally, siendo únicamente de interés los especímenes MG-2A, MG-8 y MG-9. En el capítulo cinco se discutirán los resultados además de compararlos con los encontrados mediante los modelos numéricos.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
Slab	V_u (kN)	M_{u0} (kN·m)	M_u (kN·m)	DR_y (%)	DR_u (%)	μ	K (kN·m)	E_D (kN·m)	ζ (%)
MG-2A	120	65.1	54.7	NY	1.17	—	1352	0.44	10.8
MG-3	120	85.5	75.2	1.16	5.42	4.67	2944	2.80	12.1
MG-4	180	92.0	76.5	0.94	4.64	4.94	3169	3.04	13.2
MG-5	60	89.2	84.0	2.00	6.46	3.23	3549	3.46	12.0
MG-6	120	93.5	83.1	1.19	5.99	5.03	3127	3.17	11.7
MG-7	60	72.4	67.2	2.26	3.10	1.37	2786	1.17	11.3
MG-8	90	76.7	69.0	1.44	2.30	1.60	2835	0.97	10.7
MG-9	120	95.9	85.6	1.15	2.17	1.89	3236	0.60	5.8

Notes: NY denotes no yielding of flexural reinforcement occurred before DR_u .

Figura 4-7. Resultados de la campaña experimental. (Ghali & Megally, 2000)

4.3. Metodología del modelado

4.3.1. Definición de los materiales

Al abrir el programa, se opta por un modelo nuevo en la opción de malla y definir espaciados aleatorios que adelante serán modificados. Después, proceder a definir los materiales.

4.3.1.1. Hormigón

Para definir el hormigón se debe ir a la opción “Definir” seguido de “Materiales”, desde ese punto se puede elegir la opción de adherir un nuevo material, es posible importar cualquier hormigón desde el catálogo europeo o americano y después manipular sus valores. Se emplea un comportamiento isotrópico, es decir, que sus propiedades son las mismas en los tres ejes, posteriormente se accede a la opción de modificar / mostrar propiedades del material.

El coeficiente de Poisson se asume como 0.2 para todos los casos, el coeficiente de expansión térmica como $1 \text{ E-}05$ mientras que en el peso y masa se conservan los valores de importación del programa, el módulo de cortante G se calcula automáticamente. Para calcular el módulo de elasticidad, se usan las ecuaciones correspondientes a la tabla 3.1 de la sección 3.1.3 del EC-02 (Comité Europeo de Normalización, 2010) asumiendo como f_{cm} los valores proporcionados por el experimento, los cuales son mencionados como f'_c y descritos en la Tabla 4-1. Los resultados se muestran en la Tabla 4-2.

$$E_{cm} = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \quad (4-3)$$

Donde:

- E_{cm} : Modulo de elasticidad del hormigón
- f_{cm} : Resistencia a compresión del hormigón

Slab	f_c Hormigón (MPa)	E_{cm} Hormigón (MPa)
MG-2A	31.6	31069
MG-8	34.3	31843
MG-9	84.2	41689

Tabla 4-2. Módulo de elasticidad del hormigón.

Las propiedades de amortiguamiento y dependientes del tiempo no se han de modificar, no obstante, se requiere modificar las propiedades no lineales del material.

Se deberá elegir la opción paramétrica con la curva de Mander, para después proporcionar los valores de deformación deseados, calculados con a la tabla 3.1 de la sección 3.1.3 del EC-02 (Comité Europeo de Normalización, 2010) y cuyos resultados son mostrados en la Tabla 2-1. La pendiente ultima de compresión se propone como -0.1 para todos los casos.

$$\varepsilon_{c1} = \frac{0.7(f_{cm})^{0.31}}{1000} \quad (4-4)$$

Para los hormigones de resistencia menor a 50 MPa, $\varepsilon_{cu1} = 0.0035$, para el último caso se debe emplear la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{cu1} = \frac{2.8 + 27 \left(\frac{98 - f_{cm}}{100} \right)^4}{1000} \quad (4-5)$$

Slab	f_c Hormigón (MPa)	ε_{c1}	ε_{cu1}
MG-2A	31.6	0.00204	0.0035
MG-8	34.3	0.00209	0.0035
MG-9	84.2	0.00277	0.00281

Tabla 4-3. Valores de deformación última del hormigón.

Utilizar la función de “Convertir a definido por el usuario” permitirá observar los valores de la gráfica como se observa en la Figura 4-8, es muy importante en este punto, modificar el valor de la primera tensión positiva, ya que esta representa la resistencia a tracción del hormigón y el programa calcula un valor sobrestimado, para ello se utiliza la tabla 3.1 de la sección 3.1.3 del EC-02 (Comité Europeo de Normalización, 2010). La Tabla 4-4 muestra los resultados.

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad (4-6)$$

Para hormigones de hasta 50 MPa

$$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} \quad (4-7)$$

Para hormigones de más de 50 MPa

$$f_{ctm} = 2.12 \ln \left[1 + \left(\frac{f_{cm}}{10} \right) \right] \quad (4-8)$$

Donde:

- f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón
- f_{ctm} : Resistencia a tracción del hormigón

Slab	f_c Hormigón (MPa)	f_{ctm} Hormigón (MPa)
MG-2A	31.6	2.468
MG-8	34.3	2.653
MG-9	84.2	4.755

Tabla 4-4. Resistencia a tracción del hormigón.

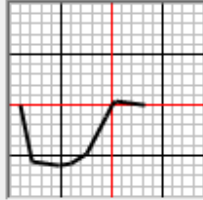
Stress-Strain Curve Definition Options

☐ Parametric
 ☒ User Defined
 Convert To User Defined

User Stress-Strain Curve Data

Number of Points in Stress-Strain Curve:

	Strain	Stress	Point ID
1	-3.500E-03	0.	-E
2	-3.084E-03	-29.0944	
3	-2.040E-03	-31.6	-C
4	-1.599E-03	-30.6916	
5	-9.955E-04	-24.9336	
6	-2.040E-04	-6.2741	
7	0.	0.	A
8	1.127E-04	2.468	B
9	1.239E-03	0.	E



Order Rows

Show Plot...

Figura 4-8. Valores de la curva tensión-deformación hormigón.

La función “mostrar grafica” dibujará automáticamente la curva tensión- deformación de Mander creada con los parámetros proporcionados. Figura 4-9.

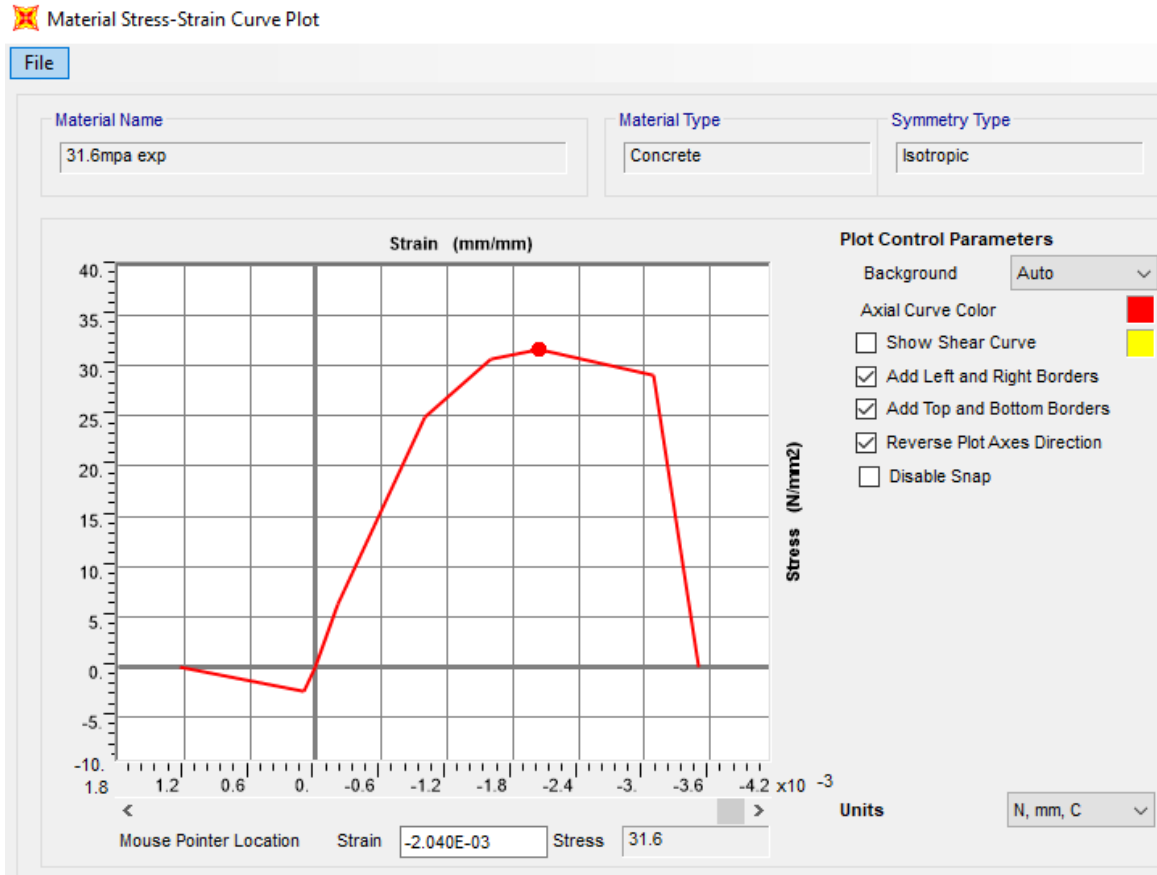


Figura 4-9. Curva de Mander del hormigón.

Por otra parte, se deben proporcionar parámetros para el modelo de histéresis del hormigón, seleccionando el modelo PIVOT, haciendo clic en el apartado “modificar” aparecerá la opción de manipular los valores.

Slab	f_{cm} (MPa)	α	β	η
MG-2A	31.6	1	0.25	0.9
MG-8	34.3	1	0.25	0.9
MG-9	84.2	1	0.10	0.9

Tabla 4-5. Valores de parámetros del modelo PIVOT para el hormigón.

La Tabla 4-5 muestra los valores adoptados para cada modelo, como se puede observar en los primeros dos casos se emplean los mismos parámetros.

Sin embargo, en el último espécimen que está constituido con un hormigón de muy alta resistencia, ha sido necesario reducir hasta 0.10 el valor de β para encontrar resultados satisfactorios, de tal manera que esta tesis recomienda mayor investigación en el futuro para casos de hormigón con alta capacidad de compresión.

Es importante señalar que en el caso de β , el mismo programa limita que su elección debe estar entre cero y uno, sin embargo, en el caso de η , el software acepta valores mayores a 1, como se abordó en el capítulo tres, haciendo referencia al manual del CSI (Computers & Structures I. , 2017), este valor representa la degradación después de plastificación y debe encontrarse de igual manera, entre cero y uno, si el valor se deja en cero, el programa lo considera como uno, ya que no puede haber rigidez nula y si se proporciona un valor mayor a uno de igual manera será adoptado como uno, tal que, es preciso ser cuidadoso al introducir este valor y evitar este error de la interfaz.

Existe un apartado para parámetros de “Drucker – Prager”, sin embargo, estos no tienen efecto alguno en el modelo a la fecha actual, en la última versión de SAP2000. Se espera que estos parámetros se puedan activar en actualizaciones futuras.

4.3.1.2. Acero de las barras

Para la definición del acero de las barras de refuerzo, de igual manera que con el hormigón, se puede importar algún material tipo “*rebar*” de la librería ya sea del código americano o europeo y posteriormente modificar sus propiedades, se debe considerar un material uniaxial, de tal modo que las barras de acero trabajan únicamente en su eje de referencia.


El módulo de elasticidad del acero se adopta 200000 MPa en todos los casos, mientras que el coeficiente de expansión térmica se conserva el propuesto por el software, de igual manera el peso y masa. Respecto al coeficiente de Poisson y módulo de cortante, SAP2000 los considera cero.

El límite elástico f_y varía para todos los especímenes, mientras que la tensión última f_u se adopta como el 110% del f_y . Estos datos se observan en la Tabla 4-6.

Slab	f_y (MPa)	f_u (MPa)
MG-2A	519	570.9
MG-8	478	525.8
MG-9	456	501.6

Tabla 4-6. Limite elástico y límite último del acero en las barras de refuerzo.

Respecto a las propiedades de amortiguamiento del material se adoptan los valores por defecto que son cero. Con relación a las propiedades no lineales, se emplea modelo de histéresis “Kinematic” que no requiere incluir ningún parámetro y es el recomendado por el software para acero de refuerzo.

 Nonlinear Material Data

Edit

Material Name: Material Type:

Hysteresis Type:

Drucker-Prager Parameters: Friction Angle: Dilatational Angle:

Units:

Stress-Strain Curve Definition Options: ☒ Parametric ☐ User Defined Simple Convert To User Defined

Parametric Strain Data: Strain At Onset of Strain Hardening: Ultimate Strain Capacity: Final Slope (Multiplier on E): ☐ Use Caltrans Default Controlling Strain Values (Bar Size Dependent) Show Stress-Strain Plot...

Figura 4-10. Propiedades no lineales del acero.

Para la curva de tensión – de deformación, se usará el modelo “simple” proporcionando los parámetros de deformación unitaria en el endurecimiento fijado en 0.015, la capacidad ultima adoptando el valor 0.09 y con una pendiente final nula. Estos parámetros son usados para todos los casos, siguiendo el manual del CSI (Computers & Structures, INC, 2008) donde se recomiendan valores dependiendo el diámetro de la barra de acero. Estos datos se observan en la Figura 4-10. Si se desea visualizar la curva formada con los valores proporcionados se debe hacer clic en el botón de mostrar gráfica, el resultado se observa en la Figura 4-11.

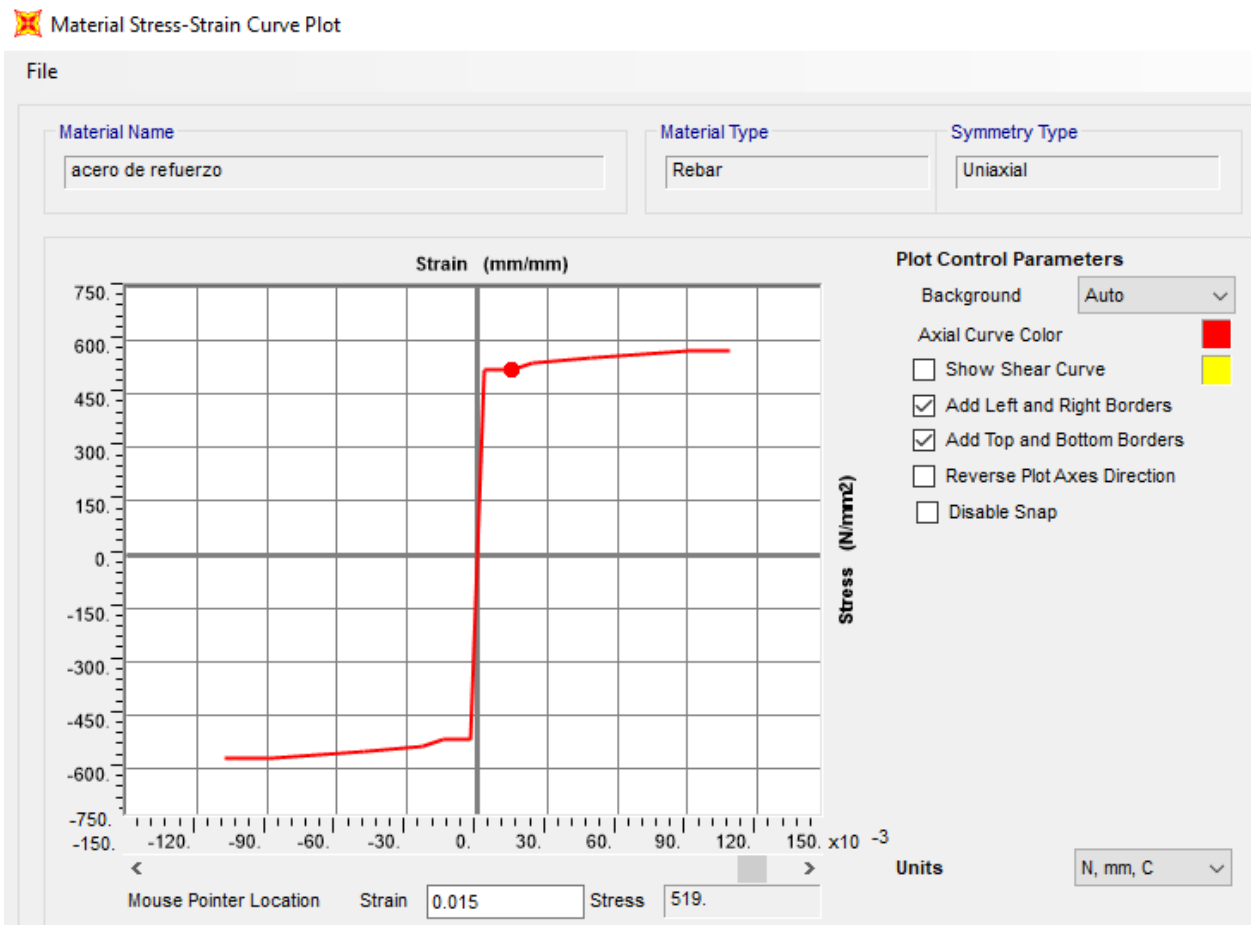


Figura 4-11. Grafica tensión – deformación no lineal del acero de refuerzo.

4.3.2. Definición de las secciones

Para el modelado de la estructura se deberán crear cuatro diferentes secciones, una de ellas la columna utilizando un elemento *barra*, otras dos usando *shell* Layered, en donde se distinguirá entre banda central definida como $3h + c$ y bandas exteriores, siguiendo la metodología propuesta por el ACI-318 (American Concrete Institute, 2019) y descrita en el apartado 2.1.2.3 de esta investigación, por último se necesitara otra sección tipo *shell* elástica, es decir, sin propiedades no lineales, esta es necesaria para modelar la conexión entre la losa y la columna.

4.3.2.1. Columna

Para generar la sección columna se usan las propiedades de las secciones, seleccionando “agregar una nueva propiedad”, se debe elegir el tipo concreto y sección rectangular. Se verán las opciones mostradas en la Figura 4-12.

Rectangular Section

Section Name: C1 Display Color: [Purple Square]

Section Notes: [Modify/Show Notes...]

Dimensions:

- Depth (t3): 0.25
- Width (t2): 0.25

Material: [31.6mpa exp] [Material Selection Icon]

Property Modifiers: [Set Modifiers...]


Properties: [Section Properties...] [Time Dependent Properties...]

[Concrete Reinforcement...]

Section: [Diagram of rectangular section with reinforcement dots and dimension lines]

Figura 4-12. Propiedades de la columna.

En el apartado de dimensiones es necesario asignar la sección transversal de la columna, en este caso 0.25m x 0.25m. En los modificadores todos se dejan con el valor por defecto, las propiedades tampoco se afectarán. El acero de refuerzo debe ser manipulado, se mostrará el cuadro de la Figura 4-13 en donde se elegirá como material el acero antes definido y se proporciona el armado transversal y longitudinal en este caso siguiendo el ensayo experimental se usan seis barras de acero de 25M, el refuerzo transversal no se especifica en el experimento por lo tanto se proponen un mínimo.

 Reinforcement Data

Rebar Material

Longitudinal Bars acero de refuerzo ▾

Confinement Bars (Ties) acero de refuerzo ▾

Design Type

☒ Column (P-M2-M3 Design)

☐ Beam (M3 Design Only)

Reinforcement Configuration

☒ Rectangular

☐ Circular

Confinement Bars

☒ Ties

☐ Spiral

Longitudinal Bars - Rectangular Configuration

Clear Cover for Confinement Bars

Number of Longit Bars Along 3-dir Face

Number of Longit Bars Along 2-dir Face

Longitudinal Bar Size 25M ▾

Confinement Bars

Confinement Bar Size #3 ▾

Longitudinal Spacing of Confinement Bars

Number of Confinement Bars in 3-dir

Number of Confinement Bars in 2-dir

Check/Design

☒ Reinforcement to be Checked

☐ Reinforcement to be Designed

Figura 4-13. Propiedades de refuerzo de la columna.

4.3.2.2. Banda central y banda exterior

Estas secciones serán utilizadas para modelar la losa de la banda central $3h + c$ así como las dos bandas exteriores. Se seleccionará “*Shell Layered*” para después modificar la definición de las capas. Se mostrará el cuadro de la Figura 4-14 correspondiente a la banda central.

Shell Section Layer Definition

Layer Definition Data

Layer Name	Distance	Thickness	Type	Num Int. Points	Material	Material Angle	Type	Material Component S11	Material Component S22	Behavior S12
ConcS	0.	0.15	Shell	5	31.6mpa exp	0.	Directional	Nonlinear	Nonlinear	Inactive
TopBar1	0.039	0.002286	Shell	1	acero de refuerzo	0.	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive
TopBar2	0.039	0.001926	Shell	1	acero de refuerzo	90.	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive
BotBar1	-0.039	0.001368	Shell	1	acero de refuerzo	0.	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive
BotBar2	-0.039	0.000963	Shell	1	acero de refuerzo	90.	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive

Quick Start

Section Name: c+3h

Order Layers By Distance

Order Ascending Order Descending

Calculated Layer Information

Number of Layers: 5

Total Section Thickness: 0.15

Sum of Layer Overlaps: 9.432E-03

Sum of Gaps Between Layers: 0.

OK Cancel

Figura 4-14. Propiedades de la sección $3h + c$.

La finalidad de esta interfaz es diseñar las capas del *shell*, en el caso de este experimento será necesario construir cinco capas, dos correspondientes a la armadura superior, otras dos para la armadura inferior y una para el hormigón, la razón de que la armadura se constituya mediante dos capas es que se utiliza una para representar la armadura en el sentido X y otra en el sentido Y. en la Figura 4-15 se aprecia el diseño de la sección de banda exterior.

Figura 4-15. Propiedades de la sección de banda exterior.

De acuerdo a la Figura 4-2 y Figura 4-3 donde se muestran las dimensiones y armado de la losa, se asume la sección $3h + c$ con un ancho de 700 mm y la de banda exterior 600 mm, se adopta un canto efectivo $d = 11.4 \text{ cm}$ para las cuatro capas del refuerzo, restándole a este la mitad del canto total, se obtiene la distancia de acción. El espesor de la capa de hormigón es el total de la sección igual a 15 cm y se le dan cinco puntos de integración, mientras que el espesor de las capas de acero de calcula con la ecuación (3-2) y se les da un solo punto de integración, el eje de referencia de ambos elementos se ubica en su punto central, los resultados se resumen en la Tabla 4-7. Se observa también que a todas las capas se les otorga comportamiento tipo *shell* para activar todos sus grados de libertad y que se le asigna un ángulo de acción que será cero si coincide con el eje local 1 que en este caso será el global X y será 90 si coincide con el eje local 2 que en este caso será el global Y. Los materiales asignados serán el hormigón y acero de barras de refuerzo definidos anteriormente y que cuentan con propiedades no lineales.

Sentido de la capa	Ancho $b(mm)$	$d - h/2$ (mm)	$A_s (mm^2)$	ρ	Nº Capas	$t_s (mm)$
Banda Central $3h + c$						
Superior x	700	39	1600	0.0201	1	2.286
Inferior x	1900	-39	2600	0.012	1	1.368
Superior y	1350	39	2600	0.0169	1	1.9259
Inferior y	1350	-39	1300	0.0084	1	0.963
Banda Exterior						
Superior x	600	39	1000	0.0146	1	1.667
Inferior x	1900	-39	2600	0.012	1	1.368
Superior y	1350	39	2600	0.0169	1	1.9259
Inferior y	1350	-39	1300	0.0084	1	0.963

Tabla 4-7. Espesores de las capas en secciones shell Layered.

En la definición de las secciones existe la opción de un comportamiento acoplado o direccional, en este caso se adoptará el direccional en todas las capas, tanto en la banda central y la exterior, esto debido a que, como se abordó en la sección 3.2.4.8, el comportamiento acoplado está disponible únicamente para el hormigón, no obstante y después de hacer diversas pruebas se encontró que esta opción arroja errores de convergencia debido a inestabilidades numéricas y tamaño de la malla, por lo tanto, aumenta el costo y tiempo computacional. Dentro de la opción direccional es posible elegir entre lineal, no lineal e inactivo para el comportamiento de la capa en las direcciones S11, S22 y S12. En el caso de las capas de acero de refuerzo, únicamente interesa la componente S11, esta se considera no lineal y las demás inactivas, mientras que en el hormigón en un principio se ha considerado usar todas sus componentes no lineales, sin embargo, después a prueba y error se ha encontrado que el componente S12 arroja una sobre resistencia para el material, por lo que se propone un comportamiento inactivo en esta investigación.

4.3.2.3. Shell en zona de columna

Como se describió anteriormente, vale dirigirse al apartado de áreas y agregar una nueva sección *shell*, y seleccionar la opción “Thick” como se muestra en la Figura 4-16. Es necesario seleccionar el hormigón previamente creado. Se percibe en el apartado del espesor que existen dos de ellos el de membrana y el de flexión, el primero de ellos es la dimensión física que se puede ver en el modelo y el segundo es la referencia de su rigidez a flexión. Para los dos primeros especímenes se empleará en ambos valores el canto total de la losa de $h = 15 \text{ cm}$ sin embargo en el último espécimen es necesario aumentar el valor de flexión para así aumentar el grado de transmisión de esfuerzos a la losa, esto se discutirá más a fondo en el capítulo cinco.

Shell Section Data

Section Name: Display Color: ☐

Section Notes:

Type:

- ☐ Shell - Thin
- ☒ Shell - Thick
- ☐ Plate - Thin
- ☐ Plate Thick
- ☐ Membrane
- ☐ Shell - Layered/Nonlinear

Thickness:

Membrane:

Bending:

Material:

Material Name:

Material Angle:

Time Dependent Properties:

Concrete Shell Section Design Parameters:

Stiffness Modifiers:

Temp Dependent Properties:

Figura 4-16. Propiedades del shell en zona de columna.

Slab	h_m (cm)	h_b (cm)
MG-2A	15	15
MG-8	15	15
MG-9	15	18

Tabla 4-8. Canto físico y de flexión de especímenes.

4.3.3. Geometría del modelo

4.3.3.1. Dibujo de la losa

Colocándose en la vista de planta se deben utilizar las herramientas de dibujo del SAP2000 para generar los *shell* en las coordenadas correspondientes de acuerdo al ensayo. Después de tener las áreas dibujadas estas se discretizan en una malla pequeña, para esta investigación se ha utilizado un tamaño de 2.5 cm, lo cual equivale a una relación de $1/6$ del canto total de la losa, se ha encontrado que este tamaño arroja los resultados más aproximados al ensayo experimental, pero en futuros casos se recomienda experimentación al respecto. El resultado del modelo se observa en la Figura 4-17. La banda central se dibuja de rojo, las exteriores de azul claro y la zona de la columna en color gris.

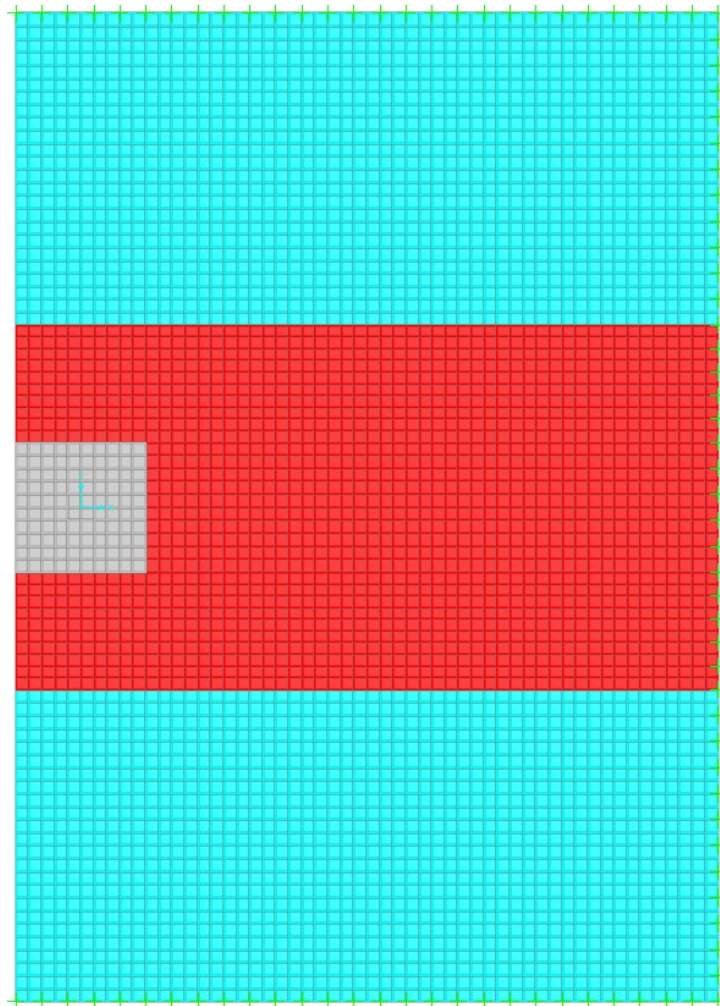


Figura 4-17. Losa discretizada del modelo.

4.3.3.2. Dibujo de la barra

Situándose en la coordenada 0,0 que además es el centro de gravedad del *shell* de zona de columna, a partir del nodo generado por la división del área, se dibuja la mitad de la *barra* en Z positivo y la otra mitad en negativo, obteniendo el resultado de la Figura 4-18.

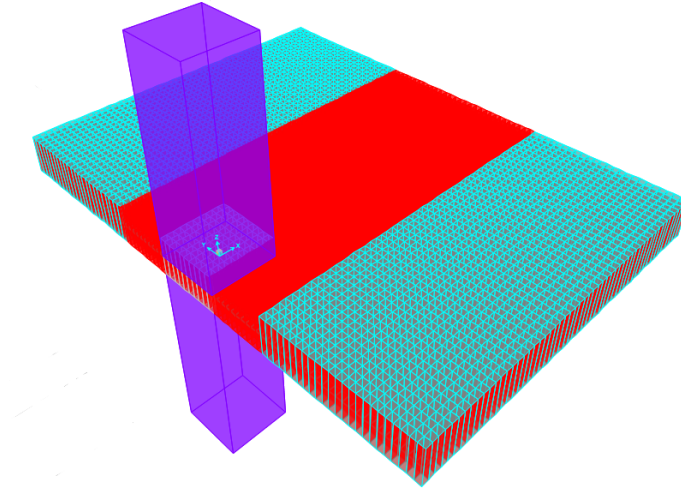


Figura 4-18. Elemento barra representando la columna en modelo.

4.3.3.3. Rótulas plásticas

Para asignar las rótulas hay que ir al botón de asignar, en el menú se elige la distancia relativa de 0.1 y se asignan desde la librería del software, eligiendo las correspondientes a columnas de hormigón en M3. Figura 4-19.

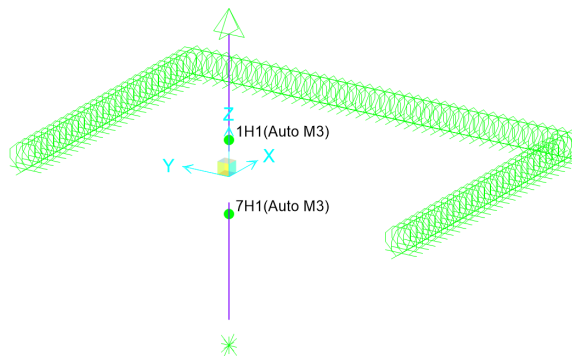


Figura 4-19. Rótulas plásticas.

4.3.4. Restricciones del modelo

4.3.4.1. Restricciones de la losa

Situados en planta, se seleccionan todos los nodos en los 3 bordes de la losa que no coinciden con la columna. De acuerdo a lo observado en la Figura 4-2, estos deben estar simplemente apoyados. Para generar este tipo de restricción, únicamente se condiciona la traslación en el eje 3, vale recordar que estas se refieren a ejes globales. El resultado se visualiza en la Figura 4-20.

4.3.4.2. Restricciones en columna

El punto superior de la columna será considerado como fijo, así se genera un esquema estático equivalente al mostrado en la Figura 4-2, de tal modo que es necesario restringir su traslación en los tres ejes globales, u_1 , u_2 y u_3 . Mientras que en el punto inferior se permitirá el movimiento, además será donde se aplique la carga y se mida el desplazamiento, lo que lo convierte en el punto de control, si bien en la Figura 4-6 se observa que en cada extremo de la columna se impone una deriva de $\Delta/2$, en la estructura equivalente del modelo en SAP2000, en el punto inferior de la losa se impondrá directamente Δ . Por lo tanto, en este nodo únicamente se restringe la traslación en u_2 , al considerar que en este sentido no existen acciones. Figura 4-20.

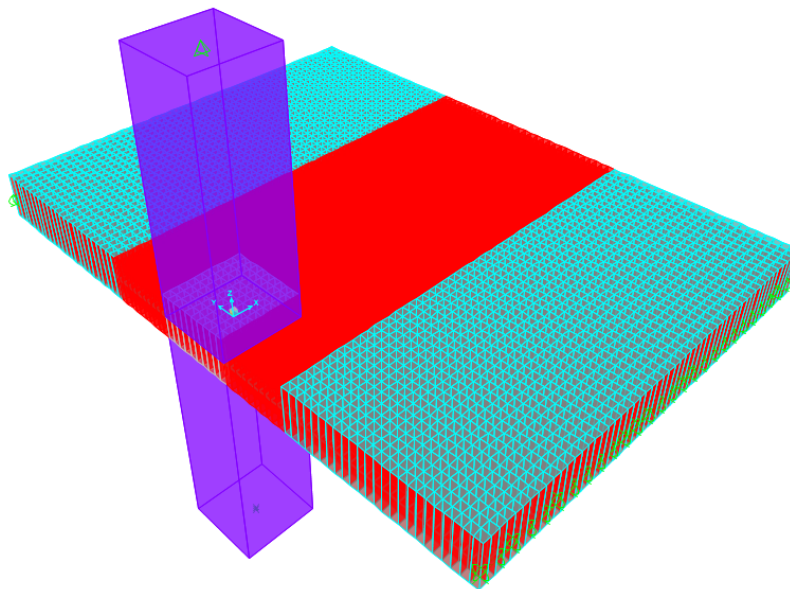


Figura 4-20. Restricciones en losa y columna.

4.3.5. Patrones de carga

Se definirán dos patrones de carga, uno para cargas verticales y otro para horizontales, con la finalidad de tener una mayor comodidad al momento de identificar las cargas. Como se observa en la Figura 4-21, ambas son del tipo de carga muerta y tienen un multiplicador del peso propio de cero. Para acceder a este panel se debe ir al botón definir, seguido de patrones de carga.

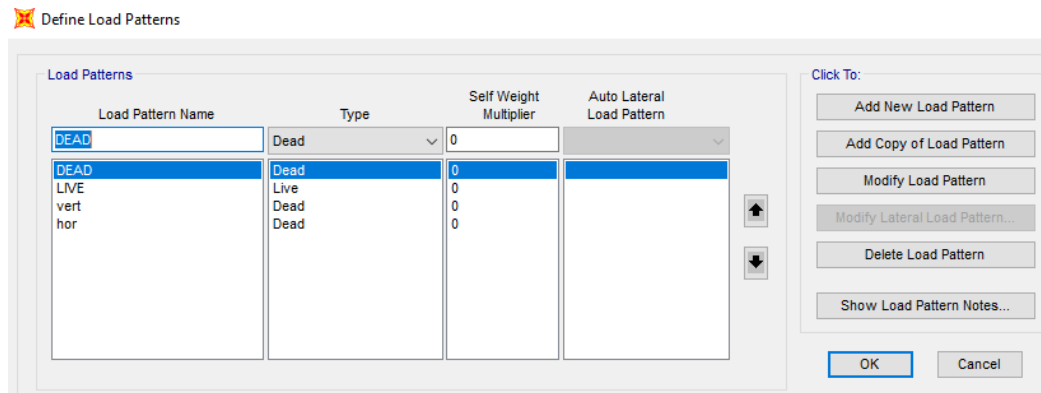


Figura 4-21. Patrones de carga.

4.3.6. Casos de carga

Una observación importante a realizar antes de asignar cargas, es asegurarse que todos los grados de libertad estén activados en el análisis, ya que el ensayo que se intenta reproducir es tri dimensional, todas las opciones de traslación y rotación deben estar seleccionadas. Figura 4-22.

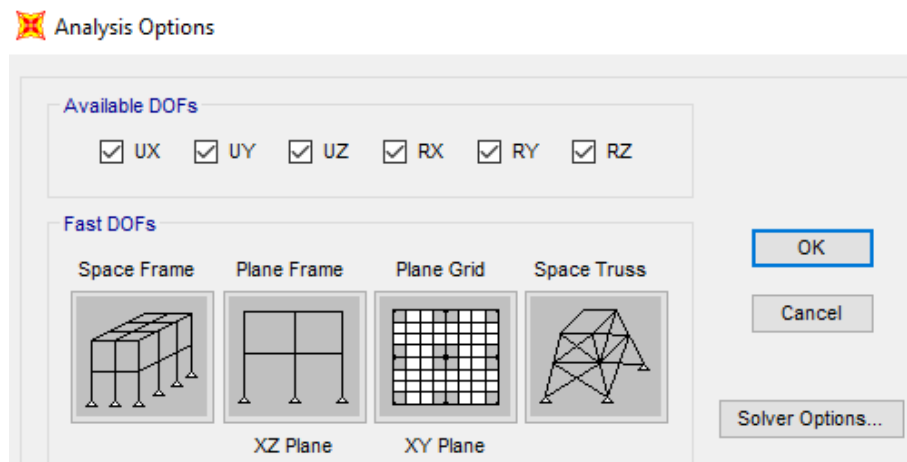


Figura 4-22. Opciones de análisis.

4.3.6.1. Análisis estático no lineal – carga monotónica

El primer paso es asignar las cargas al modelo, como se describió en el apartado 4.2.4, una fuerza axial está actuando en el extremo inferior de la columna, con diferentes valores como es visible en la Tabla 4-1. Para asignarla se debe seleccionar el nodo inferior de la *barra* y asignar fuerzas al nodo, se selecciona el patrón de carga vertical creado anteriormente, usando ejes globales se aplica la carga en el eje Z con las respectivas unidades y dependiendo el espécimen, en este caso se usan kN. Siguiendo el mismo procedimiento se asigna una carga horizontal que ayudará a producir la deriva horizontal en X, si bien en el experimento se imponen desplazamientos, en este caso de carga se usará una carga de 100 kN para todos los especímenes, este valor es elegido aleatoriamente ya que solo es un multiplicador para encontrar la deriva deseada. El resultado de ambas cargas se puede observar en la Figura 4-23.

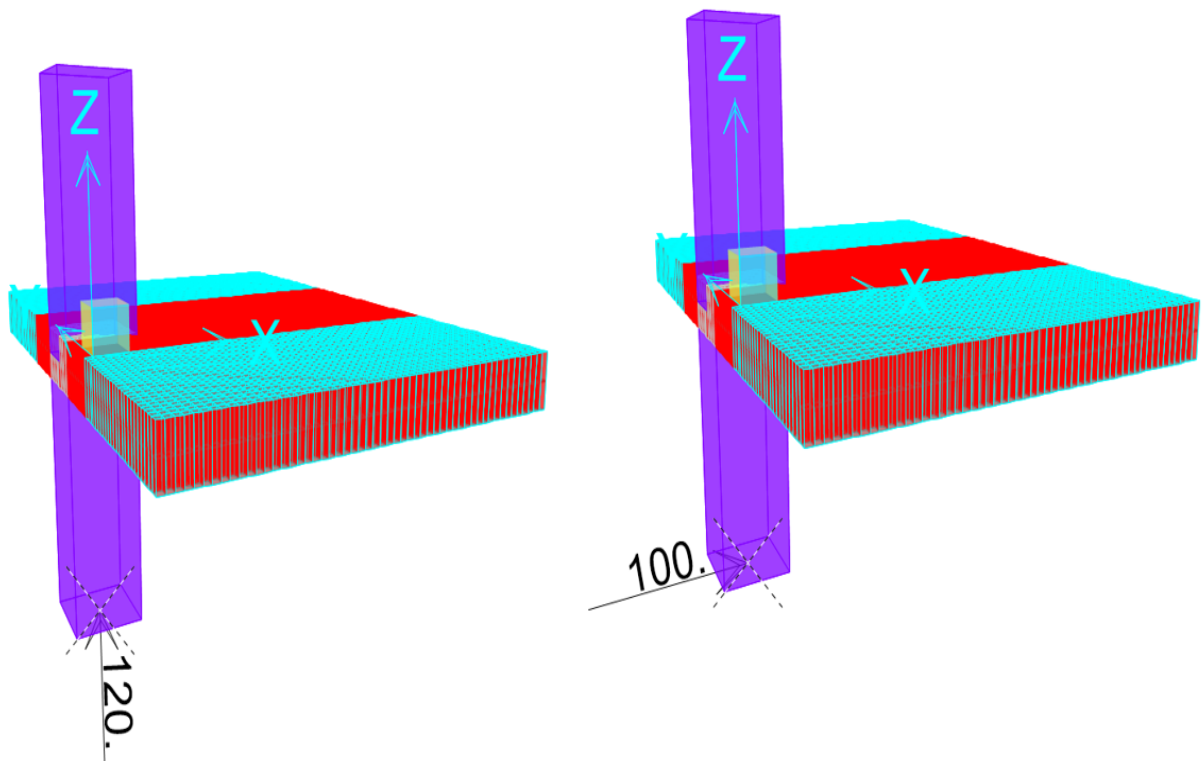



Figura 4-23. Carga axial y horizontal en el modelo.

Para crear la carga estática no lineal hay que agregar un nuevo caso, cómo es visible en la Figura 4-24, primero se crea un caso de carga vertical no lineal que usa el patrón de carga vertical con un multiplicador de uno, este, es para representar la carga axil en el extremo inferior de la columna, el tipo es estática no lineal y no se incluyen parámetros geométricos, se observa que este caso inicia de condiciones cero, es decir, es el primero en correr. La aplicación se realiza con carga completa, lo que indica que la totalidad de ella será aplicada en múltiples pequeños intervalos de tiempo. Para este caso no será necesario modificar los demás parámetros y se conservan los propuestos por defecto en el programa.

 Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name

vern1 Set Def Name

Notes

Modify/Show...

Load Case Type

Static Design...

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern 	vert 	1.
Load Pattern	vert	1.

Add
Modify
Delete

Geometric Nonlinearity Parameters

☒ None

☐ P-Delta

☐ P-Delta plus Large Displacements

Mass Source

Previous

Other Parameters

Load Application Full Load Modify/Show...

Results Saved Final State Only Modify/Show...

Nonlinear Parameters Default Modify/Show...

OK

Cancel

Figura 4-24. Caso de carga vertical estática no lineal.

Después, es necesario crear otro caso de carga que será el que imponga el desplazamiento horizontal que se desea, es decir la deriva sísmica en el ensayo a reproducir, para crearlo hay que seguir el mismo camino pero con algunas variaciones, la primera de ellas es que la condición inicial ahora será, el caso vertical no lineal, lo cual significa que al momento que empieza a actuar la carga horizontal no lineal, se conservan las cargas, esfuerzos y tensiones del caso anterior. Lógicamente ahora el patrón de cargas es el horizontal creado con anterioridad con un multiplicador de uno, como es notorio en la Figura 4-25. En este caso la aplicación de la carga se realiza con un control de desplazamiento en el nodo 19 que para este modelo se sitúa en el extremo inferior de la columna, en este punto se incrementará gradualmente la carga hasta que se llegue a una deriva $\Delta = 40 \text{ mm}$, que es mayor que la que se reporta en el ensayo en todos los especímenes (Ghali & Megally, 2000), si no se impone el desplazamiento suficiente no se observara el comportamiento no lineal de la estructura, esto no significa que necesariamente en todos los especímenes se llegara hasta esta deriva, ya que, el mismo programa detecta el fallo de la estructura en cierto desplazamiento y deja de converger. El grado de libertad es u1 ya que en las coordenadas locales del nodo este es el eje X. estos parámetros se pueden ver en la Figura 4-26. Después de generar este caso de carga se puede realizar una copia y modificar el multiplicador del patrón de carga a menos uno, de esta manera se logra representar la deriva negativa y con ello se obtienen los casos de carga monotónica hacia ambos sentidos en el ensayo.

✶ Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name

Set Def Name

Notes

Load Case Type
Static
Design...

Initial Conditions
☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
☒ Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case
All Modal Loads Applied Use Modes from Case

Load Type

Load Name

Scale Factor

Load Pattern	hor	1.
Load Pattern	hor	1.


Geometric Nonlinearity Parameters
☒ None
☐ P-Delta
☐ P-Delta plus Large Displacements

Mass Source

Other Parameters

Load Application: Displ Control
Results Saved: Multiple States
Nonlinear Parameters: User Defined

Figura 4-25. Caso de carga horizontal estática no lineal.

 Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

☐ Full Load

☒ Displacement Control

Control Displacement

☐ Use Conjugate Displacement

☒ Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of


Monitored Displacement

☒ DOF at Joint

☐ Generalized Displacement

Figura 4-26. Parámetros de control de desplazamiento.

Es recomendable manipular los resultados a guardar, ya que dependiendo de ello se aumenta o reduce el tiempo de cálculo y coste computacional, en este caso se utilizarán cien como máximo. Respecto a los parámetros no lineales es preciso calibrar para cada caso, en esta investigación se utilizaron un número máximo total de pasos por etapa de cien y máximo de pasos nulos de cincuenta, de estos parámetros depende cuanto tiempo tardará el programa en terminar el análisis, ha sido notorio en la experimentación que una vez que la no convergencia llega a cincuenta pasos nulos, ya no habrá pasos efectivos y únicamente se estará perdiendo tiempo y memoria del ordenador, es por ello que esta cantidad se limita, intentando generar un modelo eficiente. Para los demás valores se han conservado los que utiliza SAP2000 por defecto. Figura 4-27.

 Nonlinear Parameters

Solution Control

Maximum Total Steps per Stage

Maximum Null (Zero) Steps per Stage

Use Event-to-event Stepping

Event Lumping Tolerance (Relative)

Maximum Events per Step

Use Iteration

Maximum Constant-Stiff Iterations per Step

Maximum Newton-Raphson Iter. per Step

Iteration Convergence Tolerance (Relative)

Use Line Search

Max Line Searches per Iteration

Line-search Acceptance Tol. (Relative)

Line-search Step Factor

Target Force Iteration

Maximum Iterations per Stage

Convergence Tolerance (Relative)


Acceleration Factor

Continue Analysis If No Convergence

Figura 4-27. Parámetros no lineales.

4.3.6.2. Tiempo- historia de integración directa – carga cíclica

En este caso de carga se ha hecho una copia del modelo de carga estática no lineal, pero es necesario hacer modificaciones, la primera de ellas es agregar una restricción en el eje X al nodo inferior de la columna, es decir restringir el u1 además del u2 previamente limitado, este paso es muy importante ya que en este caso se eliminara la carga lateral y se impondrá un desplazamiento, el programa requiere esta restricción cuando se trabaja con desplazamientos impuestos, si el grado de libertad de encuentra libre, el software no converge. Para agregar la deriva ya teniendo el nodo con la restricción en u1, se debe seleccionarlo y seguir el mismo camino que ya se ha descrito para asignar una carga, pero en esta ocasión seleccionar la opción de desplazamientos, se mostrará el cuadro de la Figura 4-28. Se imponen 4.2 mm en el eje global X, ya que este es la deriva que se aplica en cada aumento en el ensayo llevado a cabo de forma física (Ghali & Megally, 2000) como se observa en la Figura 4-5 y en la Ec. (4-2). Es importante utilizar la opción de remplazar cargas existentes, de lo contrario se tiene la posibilidad de conservar la carga y el desplazamiento, lo cual es indeseado. El resultado se observa en la Figura 4-29.

 Assign Joint Ground Displacements

General	
Load Pattern	hor
Coordinate System	GLOBAL

Ground Displacements	
Translation Global X	4.2 mm
Translation Global Y	0 mm
Translation Global Z	0 mm
Rotation about Global X	0 rad
Rotation about Global Y	0 rad
Rotation about Global Z	0 rad

Options	
<input type="radio"/>	Add to Existing Loads
<input checked="" type="radio"/>	Replace Existing Loads
<input type="radio"/>	Delete Existing Loads

Figura 4-28. Asignación de desplazamiento.

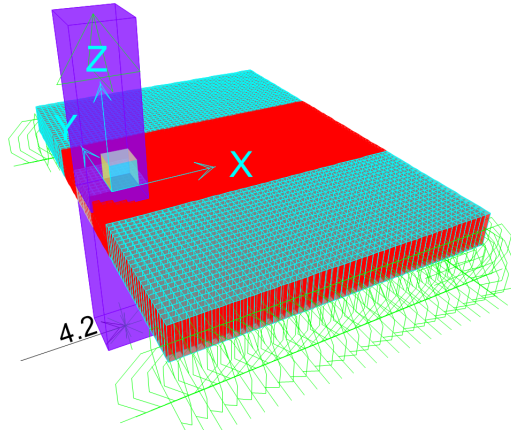


Figura 4-29. Desplazamiento impuesto en el modelo.

Es necesario crear una función que será utilizada dentro del caso cíclico, la cual está compuesta por dieciséis lapsos en el tiempo, a cada uno se le asigna un valor que es el multiplicador del patrón de carga generado anteriormente en forma de desplazamiento. Se busca un comportamiento cíclico, tal que se varían valores positivos y negativos para cada lapso como se aprecia en la Figura 4-30. El lapso dieciséis con multiplicador de menos ocho, representa una deriva de $\Delta = -33.6 \text{ mm}$.

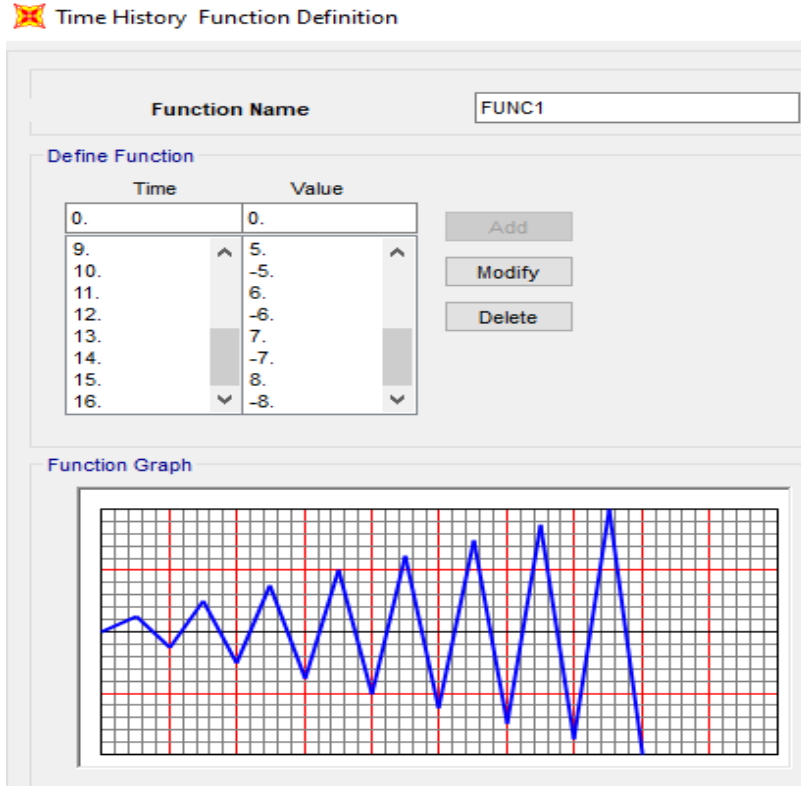



Figura 4-30. Función de lapsos en el tiempo.

Contando ya con la función es posible agregar el caso de carga cíclico usando como tipo el tiempo – historia no lineal mediante integración directa, sin considerar imperfecciones geométricas, se usa como condición inicial el caso vertical no lineal definido previamente, en la Figura 4-31 se muestra que el patrón de carga utilizado es el de carga horizontal, siendo afectado por la función que se ha creado anteriormente con un factor de uno. Se han de asignar ciento sesenta intervalos en el tiempo con una duración una décima, de esta manera al multiplicarlos se llega a los dieciséis lapsos de tiempo por los que está constituida la función. Respecto a los demás parámetros, se recomienda mantener los valores que usa por defecto el software.

 Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name

Notes

Load Case Type

Time History

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case

Use Modes from Case

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load Pattern	hor	FUNC1	1.
Load Pattern	hor	FUNC1	1.

☐ Show Advanced Load Parameters

Time Step Data

Number of Output Time Steps

Output Time Step Size

Other Parameters

Damping

Time Integration

Nonlinear Parameters

Analysis Type

☐ Linear ☐ Modal

☒ Nonlinear ☒ Direct Integration

Solution Type

☐ Modal ☒ Direct Integration

Geometric Nonlinearity Parameters

☒ None

☐ P-Delta

☐ P-Delta plus Large Displacements

History Type

☒ Transient ☐ Consider Collapse

☐ Periodic

Mass Source

Figura 4-31. Caso de carga cíclico.

No obstante, para cada espécimen se debe ajustar el amortiguamiento y es un aspecto muy importante a tener en cuenta, ya que de no hacerlo el modelo tendrá tendencia a simplemente no converger a pesar de que todos los demás aspectos hayan sido modelados de forma correcta. En la tabla -2 del experimento (Ghali & Megally, 2000) donde se muestran los resultados, se proporciona una rigidez k , este valor se ha utilizado para calcular el primer periodo dinámico del espécimen, al ser una estructura pequeña y que en la realidad no está sometida a una vibración dinámica, es imposible conocer un segundo periodo, por lo tanto se adoptado un 70% del primero. En la misma tabla mencionada es posible encontrar un amortiguamiento ξ que fue calculado experimentalmente, sin embargo, para esta investigación se han encontrado mejores resultados proponiendo $\xi = 0.05$ para el primer modo y $\xi = 0.07$ para el segundo. Estos parámetros son visibles en la Figura 4-32. Se recomienda mayor experimentación en diferentes estructuras.

Figura 4-32. Amortiguamiento en carga cíclica.

Los resultados del cálculo del periodo se observan en la Tabla 4-9. se ha calculado una masa $m = 1.33 \text{ ton}$ en todos los especímenes y se utilizó la expresión:

$$t = 2\pi \sqrt{m/k} \quad (4-9)$$

Slab	$k \text{ (kN/m)}$	$t_1 \text{ (segundos)}$	$t_2 \text{ (segundos)}$
MG-2A	1352	0.187	0.129
MG-8	2835	0.129	0.089
MG-9	3236	0.121	0.084

Tabla 4-9. Periodos dinámicos de los especímenes.

5. Resultados y discusión

5.1. Resultados de calibración

En este apartado se discutirán los resultados de los tres especímenes siendo sometidos tanto a carga monotónica como cíclica, se les llama de calibración porque estos datos son directamente comparables con el resumen de resultados experimentales que proporciona el ensayo realizado por Ghali (Ghali & Megally, 2000). Es muy importante mencionar que los resultados proporcionados se refieren a la deriva positiva, la cual se definió en la Figura 4-6, la razón es que hay un mayor porcentaje de armadura en el lecho superior de la losa que en el inferior, cuando se presenta la deriva positiva, la armadura que se tracciona es la situada en la parte superior, de tal manera que la conexión cuenta con una mayor resistencia cuando la deriva tiene este sentido, al existir mayor capacidad de deriva, se lleva la estructura al límite y se reportan los resultados. Esto también explica el motivo por el cual los aumentos en la magnitud de la deriva se realizan siempre primero en sentido positivo y después en negativo, como se muestra en la gráfica de la función de la Figura 4-5. Los resultados experimentales del ensayo, los cuales son el objetivo a reproducir en los modelos, se muestran en la Tabla 5-1.

Por otra parte, los resultados del límite de la conexión ante deriva negativa, no son reportados en el artículo del ensayo (Ghali & Megally, 2000), aun así, es posible realizar una estimación gráfica y compararlos con los obtenidos en los modelos. Esto será tratado en el apartado 5.2.

Slab	V_u (kN)	M_{uo} (kN-m)	M_u (kN-m)	DR_y (%)	DR_y (mm)	DR_u (%)	DR_u (mm)	μ
MG-2A	120	65.1	54.7	-	-	1.17	16.38	-
MG-8	90	76.7	69	1.44	20.16	2.30	32.2	1.6
MG-9	120	95.9	85.6	1.15	16.1	2.17	30.38	1.89

Tabla 5-1. Resultados experimentales. (Ghali & Megally, 2000)

Donde:

- V_u : Carga axil aplicada en la columna y transmitida a la conexión
- M_{uo} : Momento transmitido en el centro de gravedad de la columna
- M_u : Momento transmitido en la sección crítica de cortante
- DR_y : Deriva de plastificación
- DR_u : Deriva ultima después de la falla.
- μ : Ductilidad medida como la razón entre deriva ultima y deriva de plastificación

A partir del dato del momento en el centro de gravedad de la columna, es posible calcular la fuerza lateral aplicada mediante un cálculo estático lineal. Los resultados se ven en la Tabla 5-2.

$$P = M_{uo} / l_c \quad (5-1)$$

Donde:

- l_c : Longitud efectiva de la columna $l_c = 1400 \text{ mm}$

Slab	P_u (kN)	M_{uo} (kN-m)
MG-2A	46.5	65.1
MG-8	54.78	76.7
MG-9	68.5	95.9

Tabla 5-2. Carga lateral experimental.

5.1.1. Obtención de los resultados en SAP2000

En el software existen diferentes maneras de obtener los resultados, en la parte superior de la interfaz hay botones que permiten encontrar los esfuerzos y deformaciones visualmente sobre la estructura, cambiando entre los diferentes intervalos de tiempo del caso de carga se generan diagramas e información de las derivas en el nodo inferior y el momento en el centro de gravedad de la columna, como se muestra en la Figura 5-1, así como la fuerza lateral y momentos en la losa mostrados en la Figura 5-2.

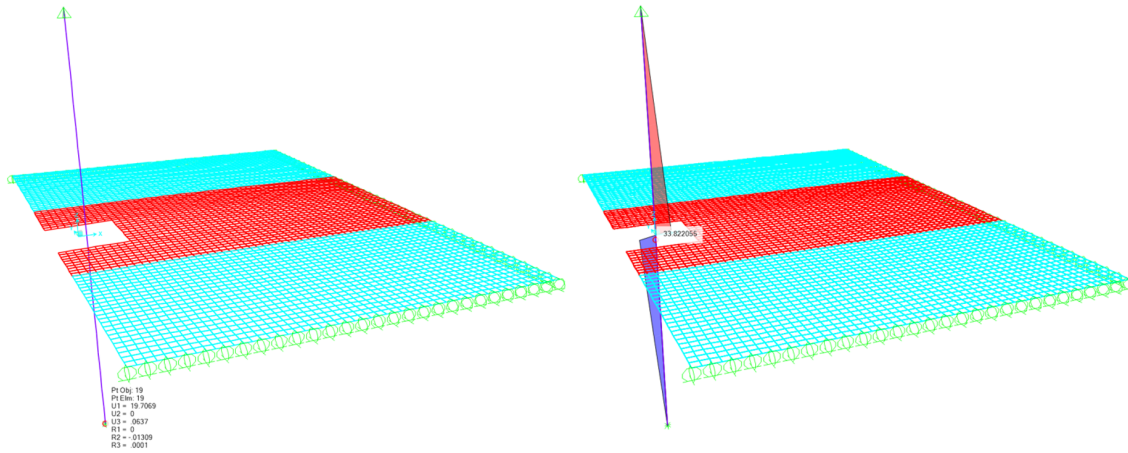


Figura 5-1. a) Deriva en nodo inferior. b) Momento en centro de gravedad de la columna.

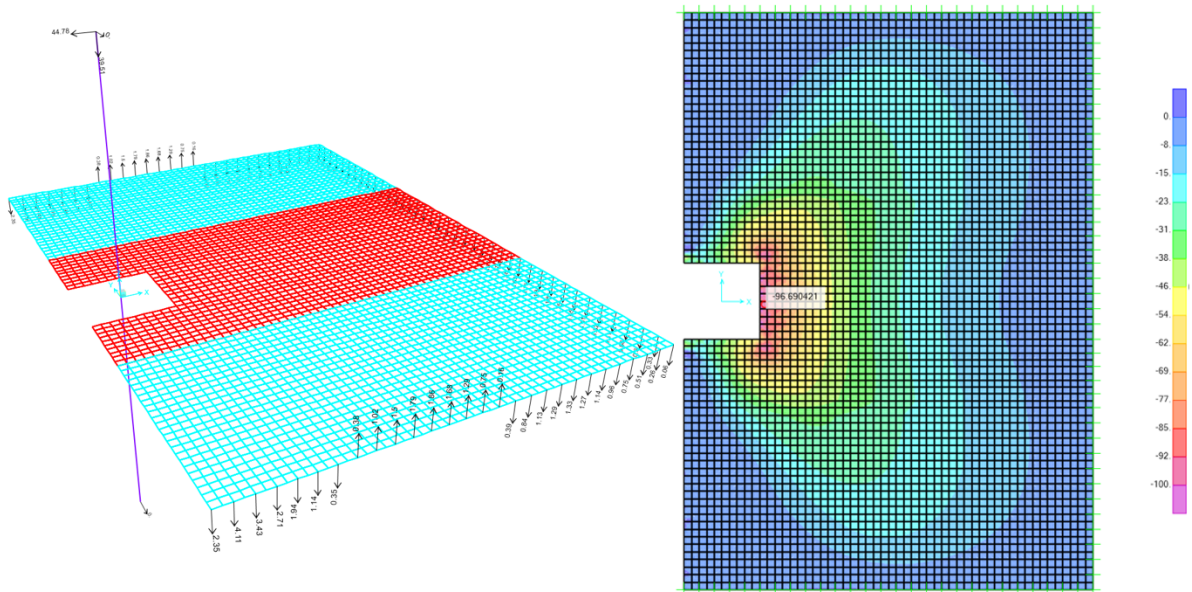


Figura 5-2. a) Fuerza lateral en nodo superior. b) Momento sobre la losa.

Sin embargo, este procedimiento es muy poco práctico cuando se requiere conocer los esfuerzos en los diferentes intervalos, esto debido a que al momento de cambiar a un intervalo siguiente o uno anterior, el software requiere actualizar datos y gráficos mostrados, lo cual vuelve muy lento el proceso. Además, respecto a los momentos en la losa, es necesario realizar un corte para encontrar un valor representativo, puesto que visto gráficamente SAP2000 proporciona un momento por unidad de medida, este procedimiento se describirá más adelante.

Expuesto lo anterior, resulta mucho más práctico trabajar con los resultados en modo de tablas que SAP2000 puede proporcionar, se debe tener cuidado para entender cómo obtenerlos e interpretarlos.

5.1.1.1. Deriva

La deriva impuesta en el modelo se monitorea en el nodo de control que en este caso es el número diecinueve. Para encontrar las tablas se debe acceder al mostrar tablas. Es importante asegurarse de seleccionar únicamente los datos necesarios, de lo contrario se puede volver muy costoso el tiempo de cálculo de parámetros que en este punto no son requeridos. Es importante indicar que se requieren los resultados de todos los intervalos de tiempo, una vez encontrados hay opciones de filtros y acomodo que facilitan la extracción de datos, el desplazamiento a medir es en el eje X global y en este caso el u1 local.

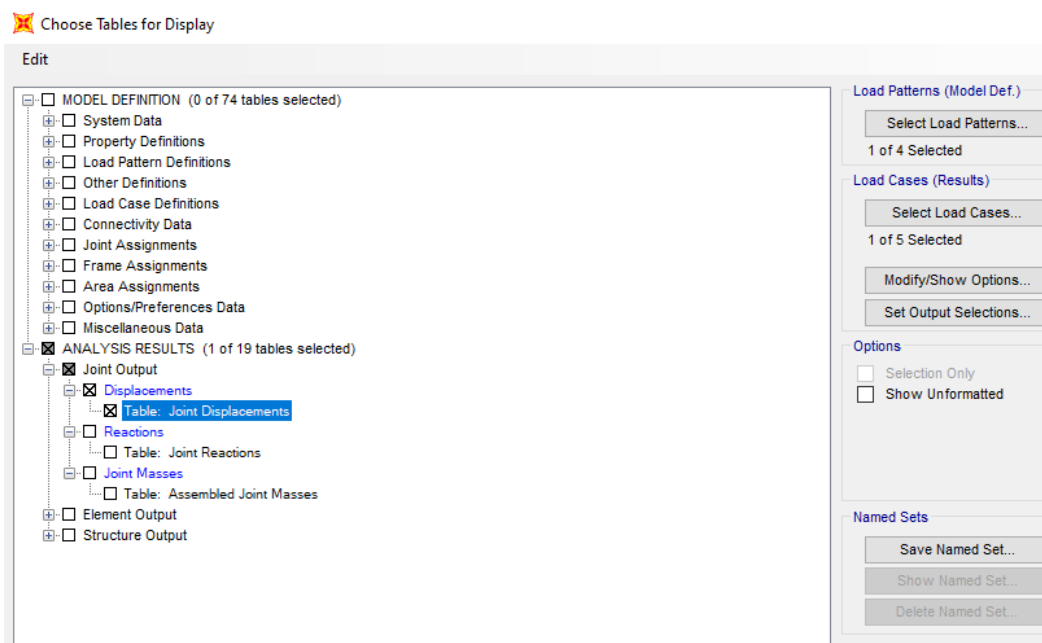


Figura 5-3. Parámetros para encontrar la deriva.

5.1.1.2. Momento en el centro de gravedad de la columna y fuerza lateral

Las opciones mostradas en la Figura 5-4 proporcionarán los valores del momento en el centro de gravedad de la columna y la fuerza lateral actuando en la estructura global en cada uno de los intervalos de tiempo. El elemento que se monitorea es la columna inferior que es el elemento *barra* número siete en este caso, el programa dará valores en distancias relativas a través de la longitud de la *barra*, para conocer los correspondientes al extremo, es decir a la conexión en la losa, es necesario focalizarse en la distancia relativa cero. La fuerza P representa la carga axil mientras que V2 se refiere a la fuerza lateral aplicada. El momento de interés es el M3, este valor se debe multiplicar por dos para que sea comparable al ensayo experimental, ya que como se observa en la Figura 5-2, el momento total es la diferencia que existe entre ambas *barras*, uno con transmitiendo momento positivo y otro negativo.

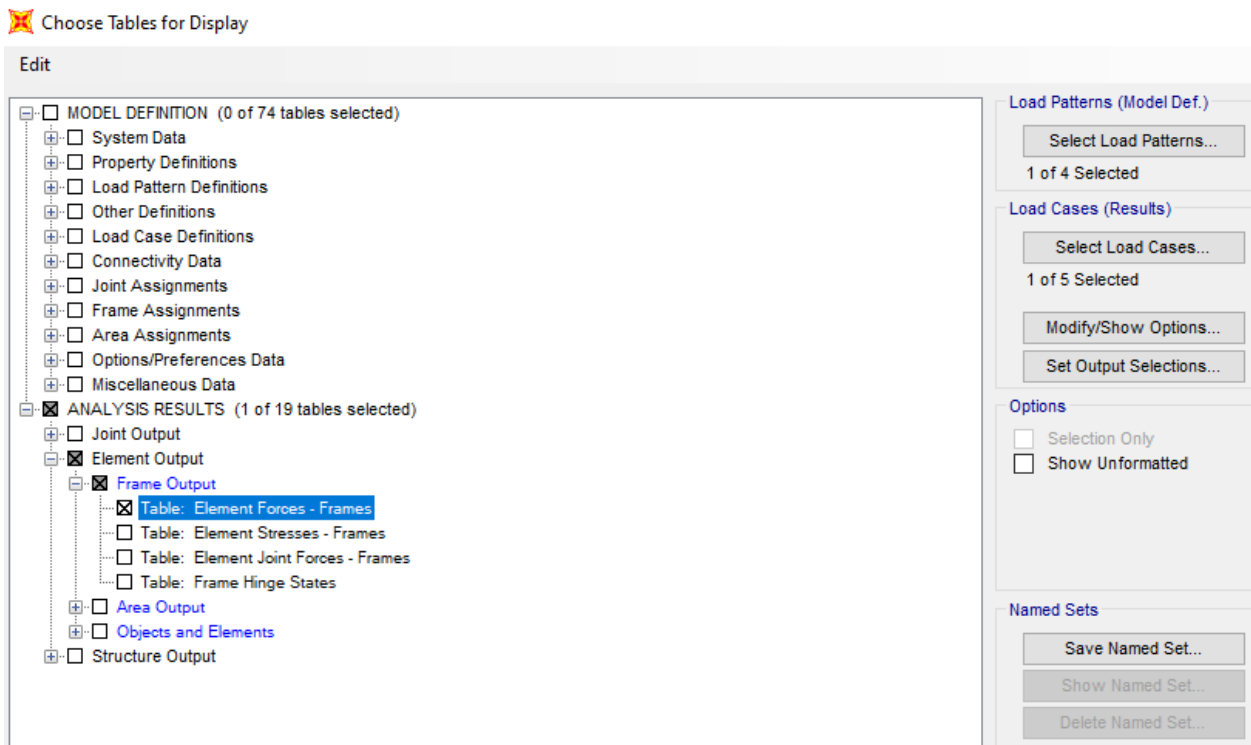


Figura 5-4. Parámetros para encontrar el momento en la columna y fuerza lateral.

5.1.1.3. Momento último en la sección crítica de la conexión losa – columna

Para encontrar un momento representativo en la sección crítica de la losa es necesario realizar un corte, ya que como se mostró en la Figura 5-2 el programa arroja un valor relativo por una unidad de distancia, por ejemplo $\frac{kN-m}{m}$, de tal manera que al realizar el corte y solicitar los valores de diseño al SAP2000, el software hace una integración de todos ellos en la sección solicitada. El corte debe realizarse de una manera específica, de lo contrario es posible que se obtengan esfuerzos nulos, para realizarlo es necesario seleccionar todas las áreas de la zona que se quiere integrar, para este caso y por simplicidad serán todos los *shell* colindantes a la conexión de la columna, es muy importante resaltar que los nodos adyacentes a la sección también deben de seleccionarse, debido a que en estos puntos hay tensiones que también es importante considerar en la integración. La Figura 5-5 muestra la selección realizada y una ampliación de ella.

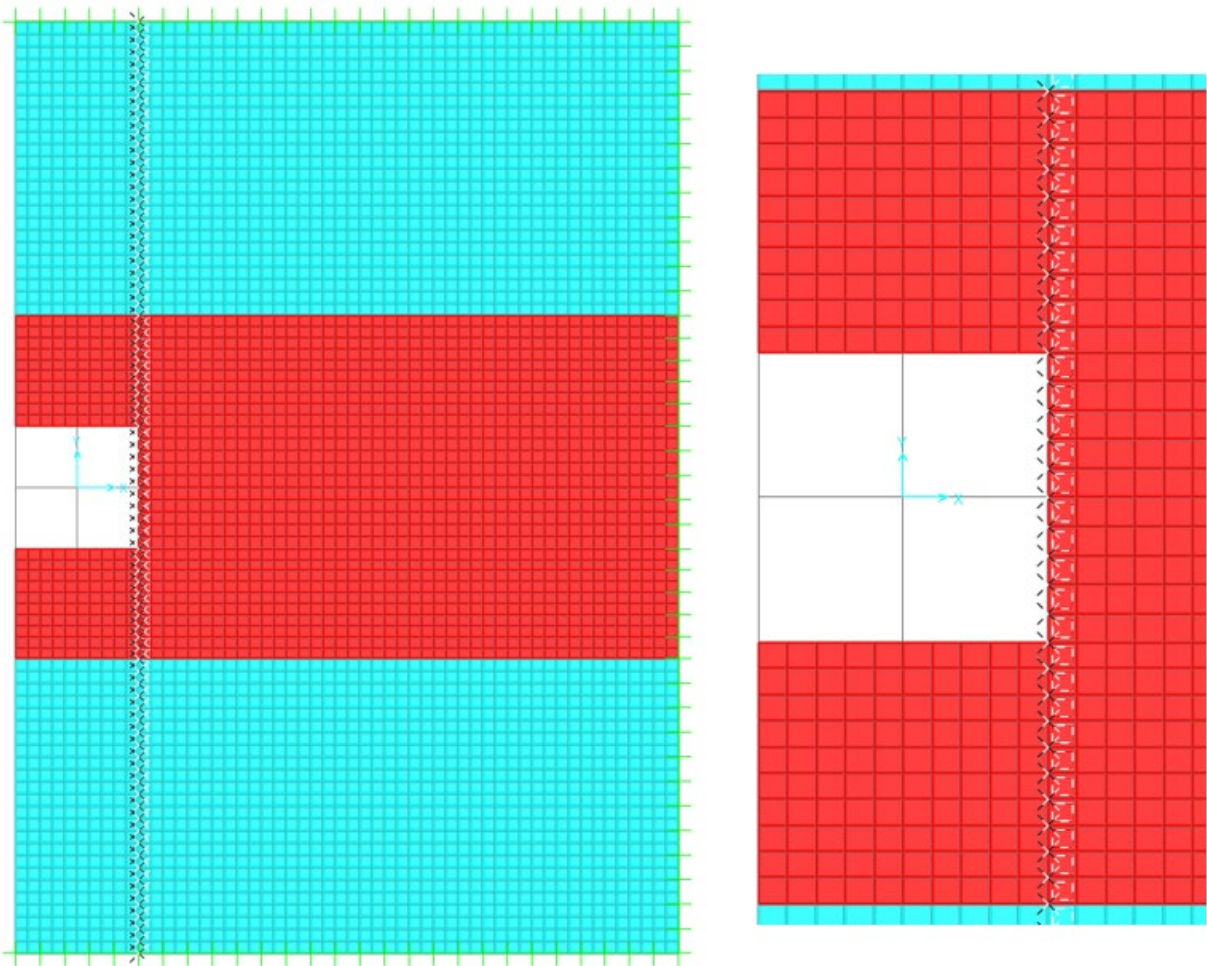



Figura 5-5.a) Selección en la losa para el corte. b) Ampliación de la selección.

Habiendo hecho la selección, se requiere crear un grupo para asignarlo al corte como se observa en la Figura 5-6. Aquí es preciso elegir las unidades deseadas, el tipo de los resultados se propone como de diseño, debido a la facilidad en ellos. Las coordenadas de los ejes y el ángulo de rotación se conservan con los valores mostrados por defecto, mientras que en la orientación de la sección se utiliza un tipo losa o “Slab”.

 Section Cut Data

Edit

Section Cut Name <input type="text" value="Esfuerzos"/>		Coordinate System <input type="text" value="GLOBAL"/>	Units <input type="text" value="KN, m, C"/>
Section Cut Defined By <input checked="" type="radio"/> Group <input type="radio"/> Quadrilateral Cutting Planes		Results Reported Are On This Side of Elements <input type="radio"/> Right <input checked="" type="radio"/> Left	
Section Cut Group Group <input type="text" value="GROUP1"/>			
Section Cut Result Type <input type="radio"/> Analysis (F1, F2, F3, M1, M2, M3) <input checked="" type="radio"/> Design (P, V2, V3, T, M2, M3)			
Results Reported at this Location <input checked="" type="radio"/> Default <input type="radio"/> User Defined X Coordinate <input type="text"/> Y Coordinate <input type="text"/> Z Coordinate <input type="text"/>			
Section Cut Local Axes Orientation - Design <input type="radio"/> Wall <input type="radio"/> Spandrel <input checked="" type="radio"/> Slab			
Angle from Global X to Local 1 <input type="text" value="0."/>		<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content;"> Slab: Local 2 axis is parallel to global Z. 1 and 3 axes lie in global XY plane. </div>	
		<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>	

Figura 5-6. Definición del corte en la losa.

Habiendo definido el corte para la obtención de los esfuerzos, es posible dirigirse a la sección de resultados en tablas como se mostró anteriormente. Figura 5-7. Estos se mostrarán por cada intervalo de tiempo en el caso de carga y el momento de interés es el definido como M3.

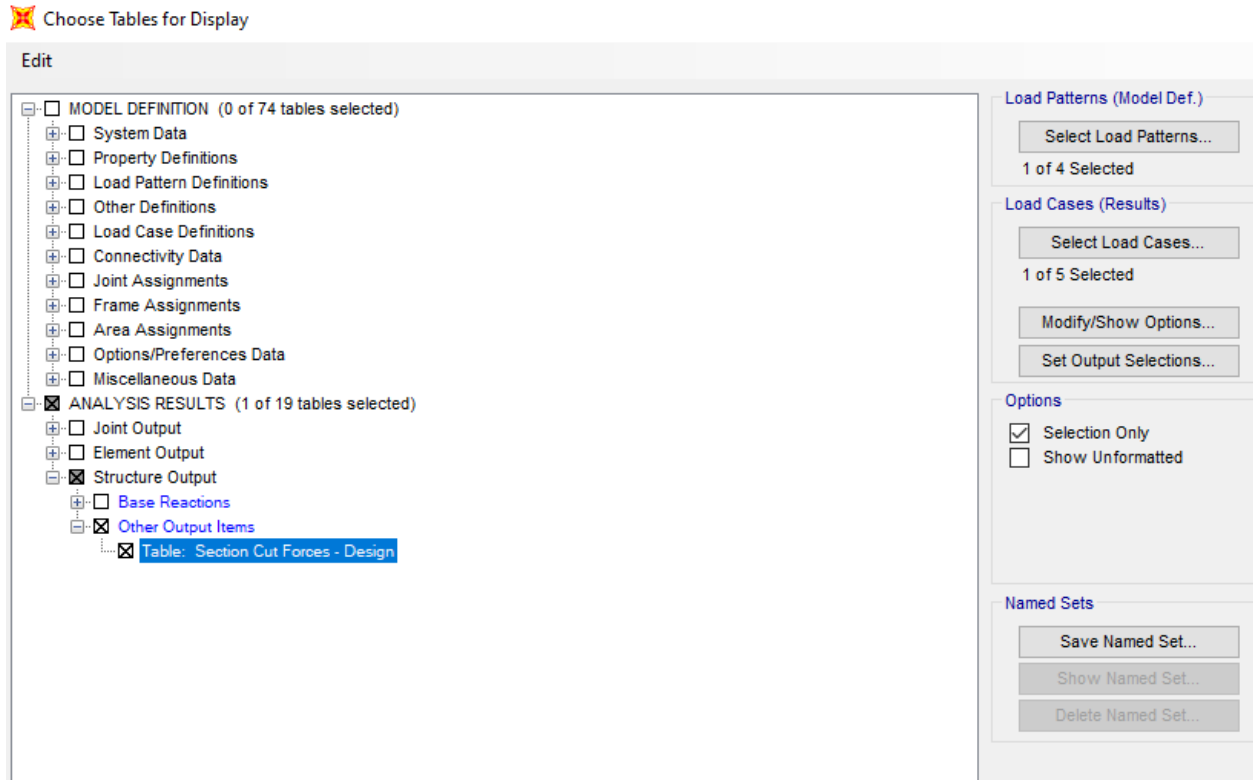


Figura 5-7. Parámetros para encontrar el momento último en la sección crítica de la losa.

5.1.2. Comparación de los resultados de calibración

Deriva positiva	Deriva (mm)	Error %	M_o Columna (kN.m)	Error %	V_o Lateral (kN)	Error %	M_u Losa (kN.m)	Error %
MG-2A								
Ensayo	16.38	-	65.1	-	46.5	-	-54.78	-
Monotónica	19.70	20.3	69.41	6.62	44.78	3.69	-54.62	0.28
Cíclica	16.8	2.56	63.50	2.45	40.96	11.89	-57.55	5.06
MG-8								
Ensayo	20.16	-	76.7	-	54.78	-	-68.96	-
Monotónica	19.44	3.55	69.22	9.74	44.66	18.48	-63.81	7.45
Cíclica	21	4.16	75.33	1.77	48.78	10.96	-67.21	2.52
MG-9								
Ensayo	16.1	-	95.9	-	68.5	-	-85.58	-
Monotónica	16.74	3.98	89.81	6.34	57.97	15.40	-83.07	2.92
Cíclica	16.8	4.34	89.27	6.91	64.07	6.46	-80.04	6.46

Tabla 5-3. Comparación de resultados en deriva positiva.

La Tabla 5-3 resume los resultados encontrados en ambos casos de carga, la monotónica y la cíclica y los compara con los valores proporcionados en el ensayo (Ghali & Megally, 2000). Como se puede notar, se hace esta comparación de la última deriva encontrada en el SAP2000 antes de la no convergencia, con los valores de deriva de plastificación que es donde se encuentran los esfuerzos máximos, es visible que ha sido posible encontrar el momento último en la losa con mucha precisión que demuestran los porcentajes de error bajos, pero también es notorio que está lejos de encontrar la deriva ultima descrita en el ensayo, es decir, es difícil encontrar la ductilidad en los modelos del software. En el caso de MG-2A se usa la deriva ultima, ya que en el ensayo experimental esta estructura en específico no presento ductilidad, como es visible en la Tabla 5-1.

5.1.2.1. Carga monotónica

La Figura 5-8 describe la deriva y el momento último en la losa en el caso monotónico se observa un comportamiento con un patrón no lineal en los tres especímenes.

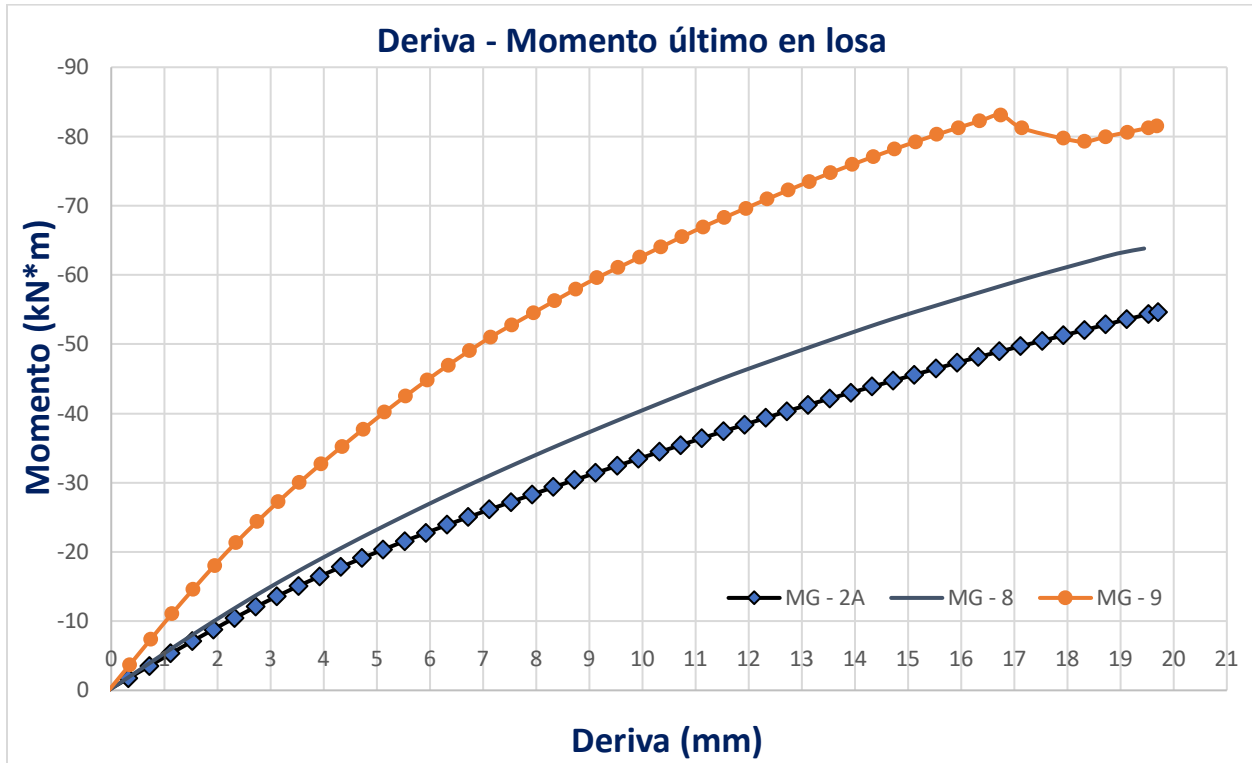


Figura 5-8. Grafica de derivas y momentos últimos en losa en carga monotónica.

Sin embargo, únicamente en el espécimen MG-9 es visible con claridad el punto de la plastificación y después el cambio de pendiente y ductilidad, esto tiene que ver principalmente con ser un hormigón de alta resistencia, si bien en la realidad los hormigones de baja resistencia tienden a tener mayor ductilidad, en el programa es difícil reproducir esto debido a que trabaja únicamente integrando la curva de tensión – deformación, pero principalmente a la conexión realizada con el *shell* elástico que actúa como conexión entre la columna y la losa. Como se observa en la Figura 5-9 la transmisión de esfuerzos se realiza desde el nodo de unión en el centro de gravedad de la columna y desde él se distribuyen, los nodos y áreas adyacentes a la conexión están sujetos a tensiones de valores muy grandes, de tal manera que si se pretendiera modelarlos con áreas regidas bajo propiedades no lineales, se produciría una falla prematura ya que el mismo software detectaría que en estos elementos cercanos al nodo de conexión, las tensiones superan la resistencia a una

deriva muy baja, es por esto que se utiliza un elemento elástico que funcione únicamente para distribuir los esfuerzos y tensiones. Hay que tener en cuenta que, en la realidad del ensayo, la estructura trabaja como un elemento homogéneo y la transmisión de esfuerzos entre la columna y losa no dependen únicamente de un punto o nodo de unión.

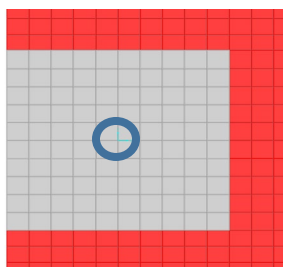


Figura 5-9. Nodo de conexión.

La constitución de esta conexión es también la explicación de porque se ha aumentado la inercia del *shell* elástico en el espécimen MG-9. El área definida en la zona de columna actúa como un transmisor de esfuerzos y tensiones a los *shell* no lineales, como se mencionó anteriormente, por lo tanto, si se aumenta la inercia de flexión esta área cogerá y distribuirá esfuerzos en mayor medida, o ante menores derivas en comparación de la inercia normal, es decir actúa como un multiplicador que se puede modificar. Es esta investigación y para este caso en particular se ha aumentado un 20% sin embargo se recomienda mayor investigación cuando se requiera modelar hormigones con alta resistencia.

Cuando se analizan el momento en el centro de gravedad de la columna y la fuerza lateral Figura 5-10 y Figura 5-11 se observa un comportamiento similar, sin embargo en este caso es notorio que los especímenes MG-8 y MG-9 siguen una misma curva, esto es debido a diferentes factores, el primero es que como se indica en el ensayo experimental, la columna no entra a un rango no lineal y las rótulas plásticas no se activan de tal modo que la transmisión de esfuerzos sigue un patrón similar siendo únicamente gobernado por la rigidez global de la estructura que se provee por las restricciones en la losa, al tener esta las mismas características de armado y muy similares en cuanto a la resistencia del hormigón y acero en ambos especímenes, se genera un comportamiento que sigue un patrón muy parecido. El factor que influye para que en el momento último en la losa si exista una diferencia significativa como se observa en la Figura 5-8 es la reducción de la fuerza axial en el espécimen MG-8, al existir menor tensión de compresión en la conexión se alcanza mayor resistencia a la deriva y momento ultimo no lineal.

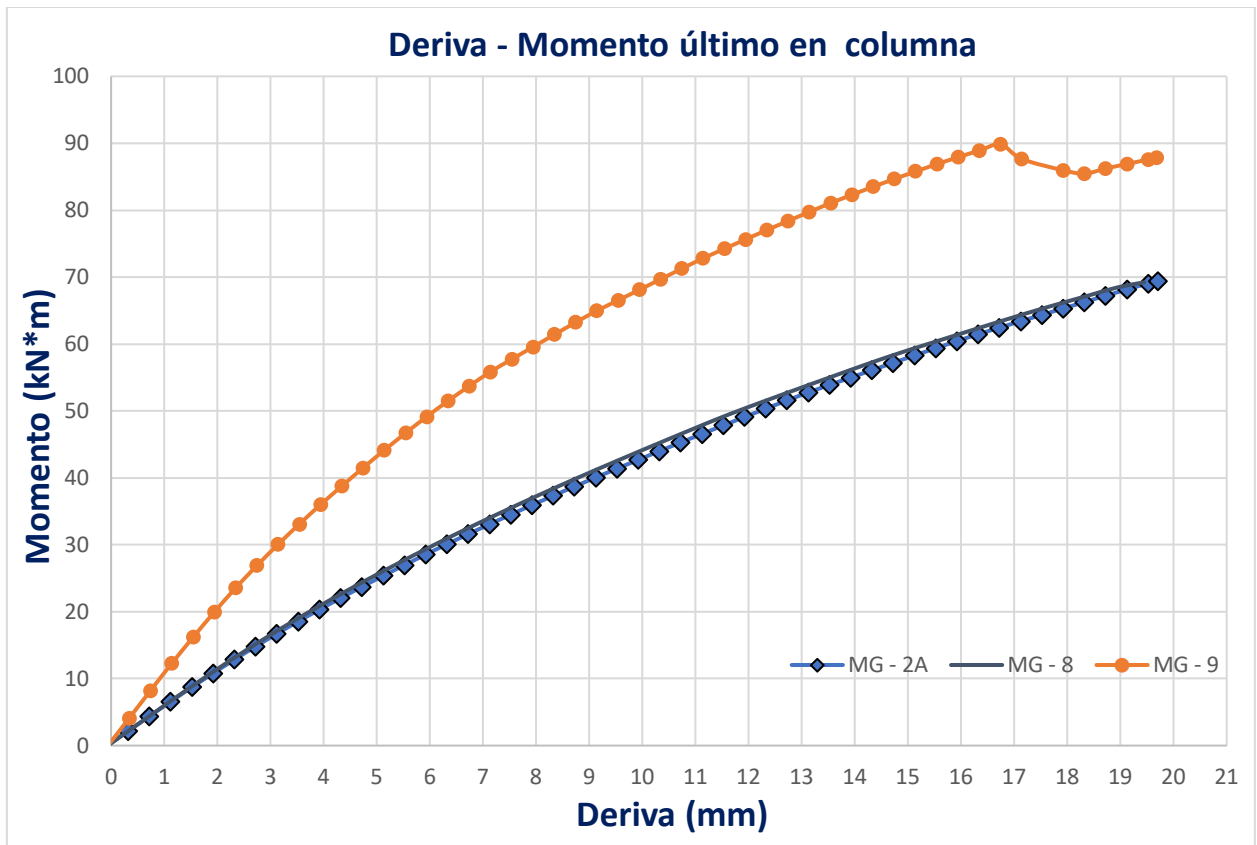


Figura 5-10. Grafica de derivas y momentos en columna en carga monotónica.

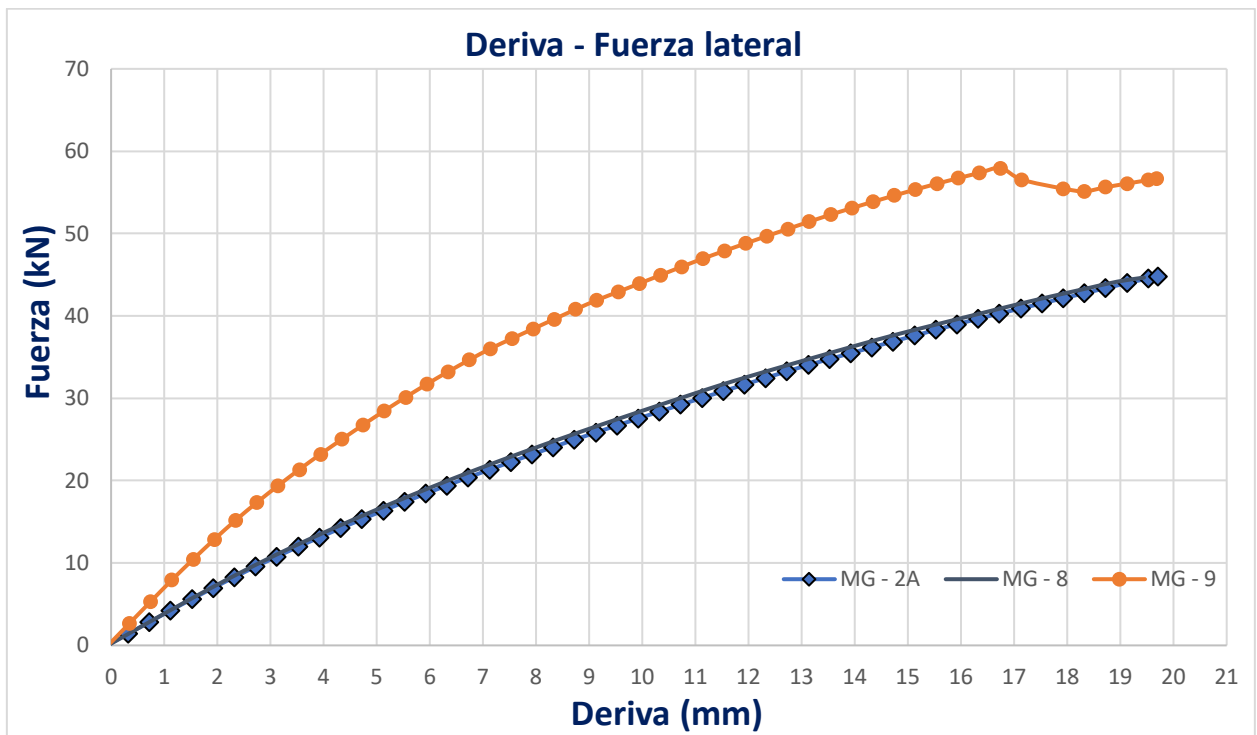


Figura 5-11. Grafica de derivas y fuerza lateral en carga monotónica.

5.1.2.2. Carga cíclica

Este caso de carga se ha comportado de una manera más precisa, lo cual es muy lógico al ser el ensayo un experimento cíclico, además en este caso se activan los modelos de histéresis de los materiales. Las Figura 5-12, Figura 5-13 y Figura 5-14 describen la gráfica cíclica de la deriva y el momento último en la losa de los tres especímenes. La Figura 5-15 muestra los experimentales.

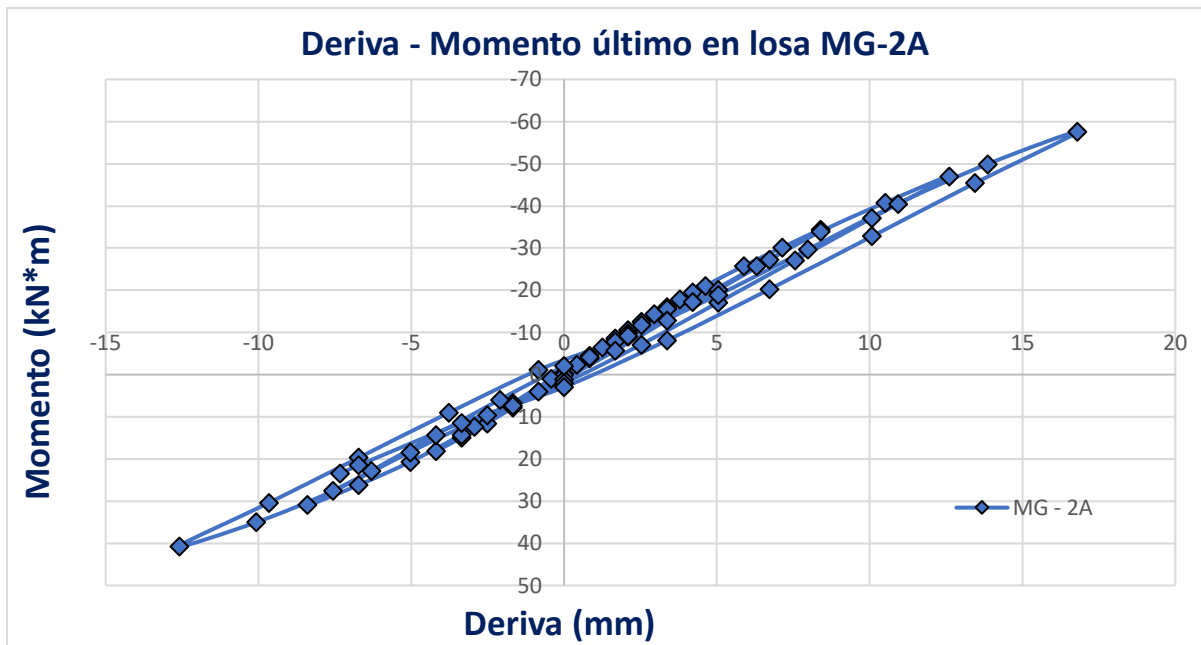


Figura 5-12. Gráfica de derivas y momento en losa en carga cíclica MG-2A.

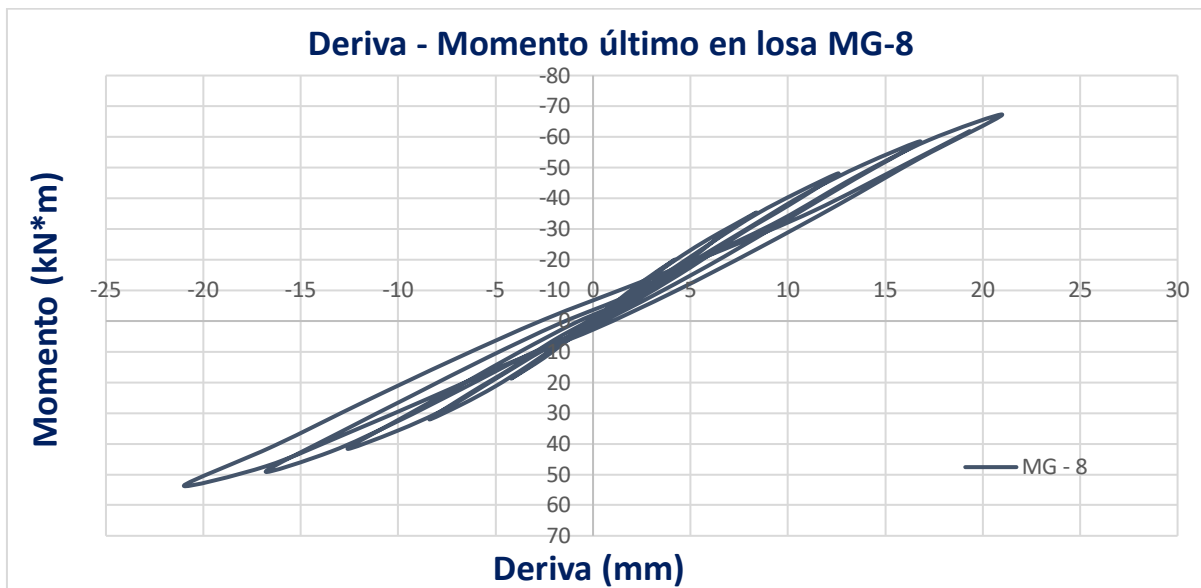


Figura 5-13. Gráfica de derivas y momento en losa en carga cíclica MG-8.

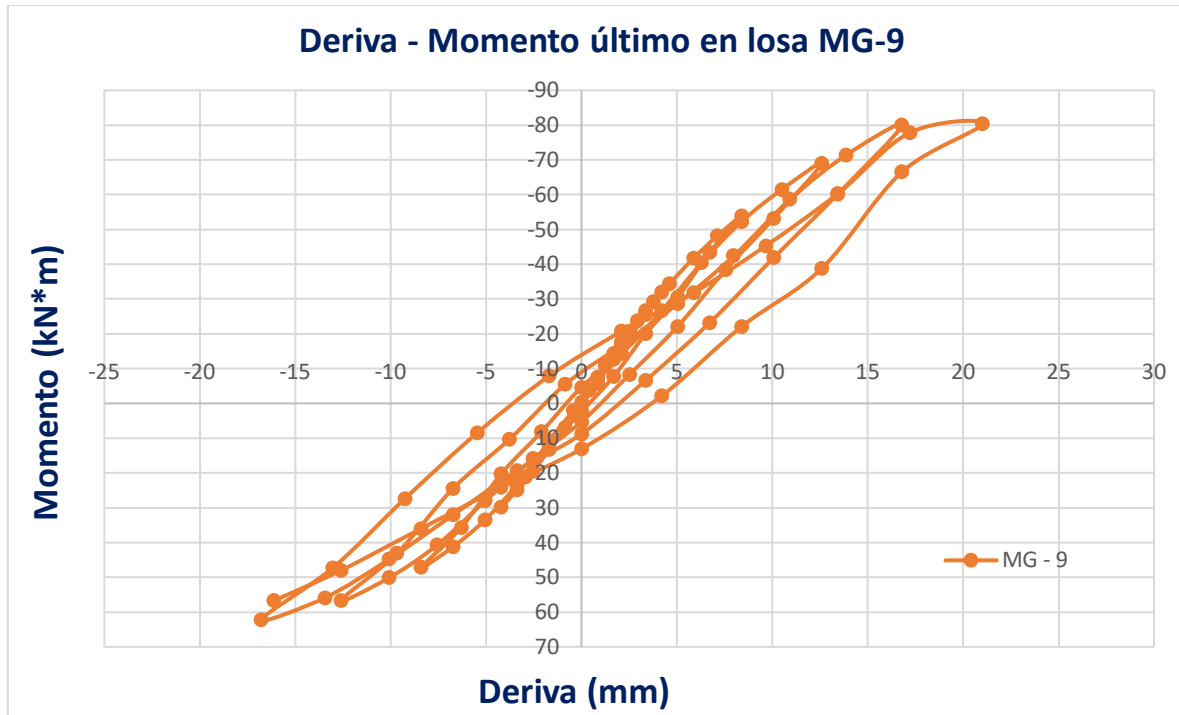


Figura 5-14. Grafica de derivas y momento en losa en carga cíclica MG-9.

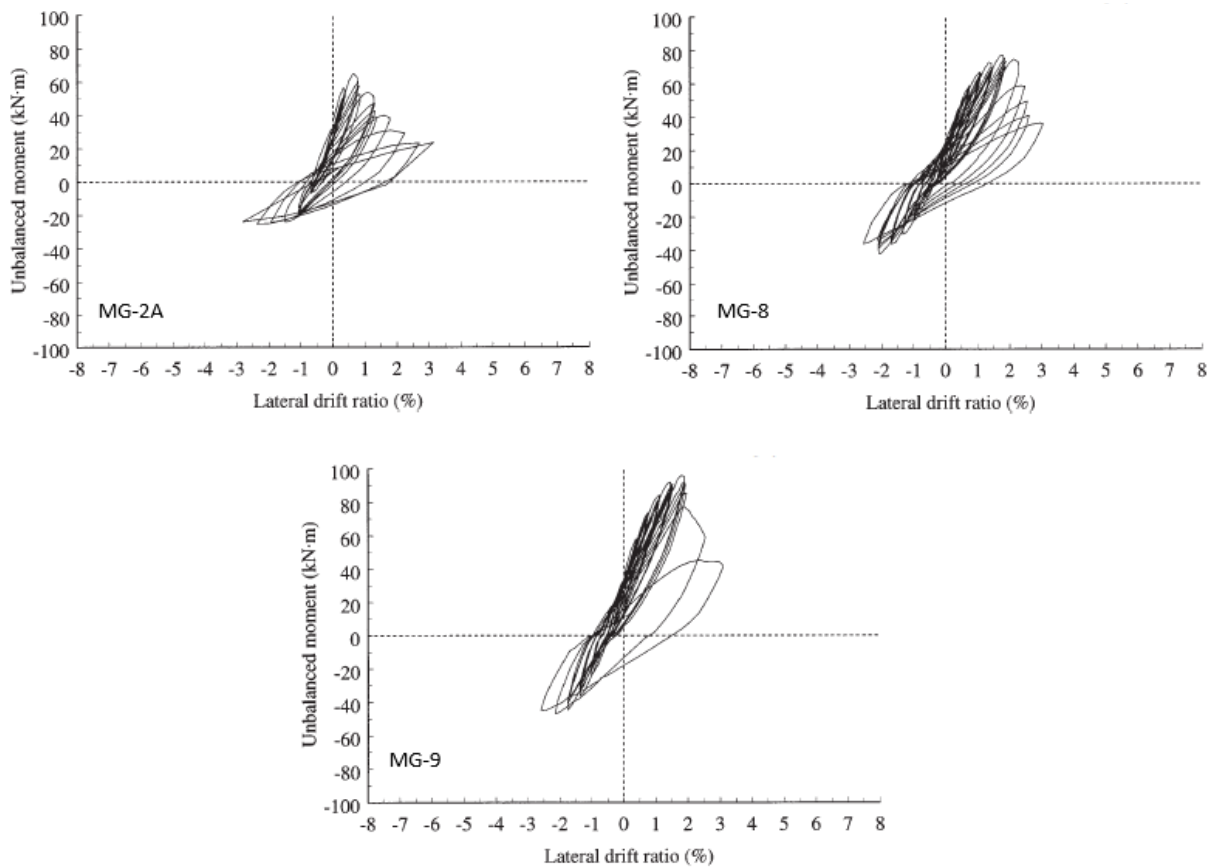


Figura 5-15. Derivas laterales y momentos últimos en ensayo. (Ghali & Megally, 2000)

Las gráficas mostradas en la Figura 5-15 son representativas hasta una deriva relativa de 1.5% que equivale a una deriva total de $\Delta = 21 \text{ mm}$. Al igual que en las gráficas de los modelos, los valores se concentran en este rango en las derivas positivas, no obstante, hay algunos ciclos en la parte final donde se presenta la falla y posteriormente ductilidad, como se mencionó en la sección anterior, la ductilidad no ha sido representable en los modelos de SAP2000 debido a la conexión entre la columna y la losa utilizada, ya que al tener propiedades elásticas transmite el momento proveniente de la columna de una manera lineal, en el ensayo experimental realizado el comportamiento es diferente, es controlado por desplazamientos que se inducen en los extremos de la columna y se monitorea la fuerza que ha sido necesario para ello, por consiguiente la rigidez depende de la conexión y su control de fisuración, después de presentarse la fisura, la estructura requerirá menos fuerza para mantener o aumentar estas derivas, esto es lo que se traduce en la ductilidad del ensayo. La imposibilidad de utilizar *shell* no lineales en la conexión, no permite la representación de la fisuración, de tal manera que mientras se inducen desplazamientos, la fuerza necesaria para lograrlos y la transmisión de los esfuerzos desde la columna al nodo de conexión y de este a las áreas elásticas de la losa es lineal. Sin embargo, cuando los esfuerzos son transmitidos a los *shell-Layered* con los que se ha modelado la losa, es posible encontrar el comportamiento y momento ultimo no lineal con gran precisión y errores menores al 10% en los tres especímenes. La Figura 5-16 aísla el momento en derivas únicamente positivas de los casos cíclicos.

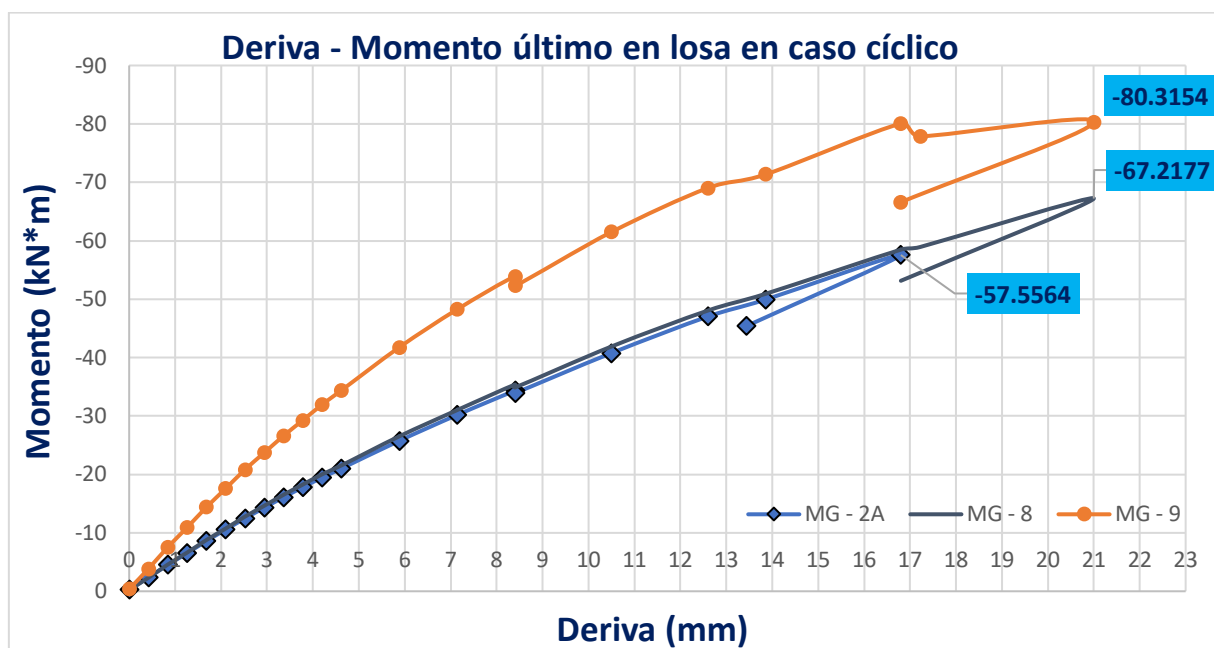


Figura 5-16. Gráfica de deriva positivas y momento en losa en carga cíclica.

5.2. Comportamiento en deriva negativa

Deriva negativa	Deriva (mm)	Error %	M_o Columna (kN.m)	Error %	V_o Lateral (kN)	Error %	M_u Losa (kN.m)	Error %
MG-2A								
Ensayo	-14	-	-25	-	-17.86	-	35.32	-
Monotónica	-18.45	31.83	-53.73	114.90	-34.662	94.07	40.46	14.56
Cíclica	-12.6	10	-44.73	78.30	-28.759	61.02	40.69	15.22
MG-8								
Ensayo	-22.4	-	-42	-	-30	-	49.74	-
Monotónica	-17.42	22.19	-53.73	25.04	-33.88	12.94	49.32	0.82
Cíclica	-21	6.25	-60.54	44.14	-39.05	30.19	53.66	7.88
MG-9								
Ensayo	-23.8	-	-50	-	-35.714	-	60.32	-
Monotónica	-18.54	22.07	-69.77	39.54	-45.01	26.04	65.75	9.01
Cíclica	-16.8	29.41	-75.36	50.72	-51.85	45.18	62.22	3.16

Tabla 5-4. Comparación de resultados en deriva negativa.

Los valores respectivos a la deriva negativa no se encuentran en el artículo del ensayo (Ghali & Megally, 2000), sin embargo la deriva y el momento en la columna han sido aproximados visualmente con las gráficas mostradas en la Figura 5-15. Para los momentos en losa se ha usado la siguiente expresión:

$$M_u = M_o + P_u * x_o \quad (5-2)$$

Donde:

- M_u : Momento último en la sección crítica de la losa
 - M_o : Momento en el centro de gravedad de la columna
 - P_u : Fuerza axial actuante en la columna
 - x_o : Distancia del centro de gravedad de la columna a sección crítica
- $$x_o = 86 \text{ mm}$$

Al analizar la deriva en el otro sentido, la deriva negativa, el momento en la columna y la fuerza lateral presentan porcentajes de error muy grandes, si se observa la Figura 5-15 y se compara con la Figura 5-12, Figura 5-13 y Figura 5-14 es notorio como en el reporte del ensayo, al momento de representar la deriva negativa, las curvas tienen pendientes diferentes a la deriva positiva, y en cambio en las gráficas correspondientes los modelos de SAP2000 las gráficas son relativamente simétricas en deriva negativa y positiva. La explicación de esto es la naturaleza y metodología del ensayo, como se describió anteriormente los aumentos de deriva son realizados siempre hacia el sentido positivo al ser este el que cuenta con mayor resistencia debido al acomodo de la armadura en la losa, así pues, cuando se induce en la estructura desplazamiento en el sentido contrario, primero para llevarla al punto neutro y después a la deriva deseada, la estructura ya tiene cierto grado de fisuración e influye en la resistencia, dicho efecto es mucho más visible después de la falla que como se ha mencionado, ocurre en el sentido positivo, después de este punto en el ensayo se obtiene un comportamiento dúctil en ambas direcciones, mientras que en el modelado del software después del fallo el modelo no hay convergencia.

Respecto al momento último en la losa, ha sido posible encontrar resultados muy representativos y con porcentajes de error bajos, la razón es que el comportamiento de este valor en los modelos depende directamente del modelado de *shell-Layered*. Aunque haya variación en la deriva y fuerza lateral que son necesarios inducir, el momento último no lineal en la losa tiene un carácter seccional que puede ser alcanzado o no por el comportamiento frágil a punzonamiento.

La Figura 5-17 muestra el comportamiento no lineal del momento en la losa ante deriva negativa mientras que la Figura 5-18 hace lo propio en el caso de carga cíclico, aislando las derivas negativas.

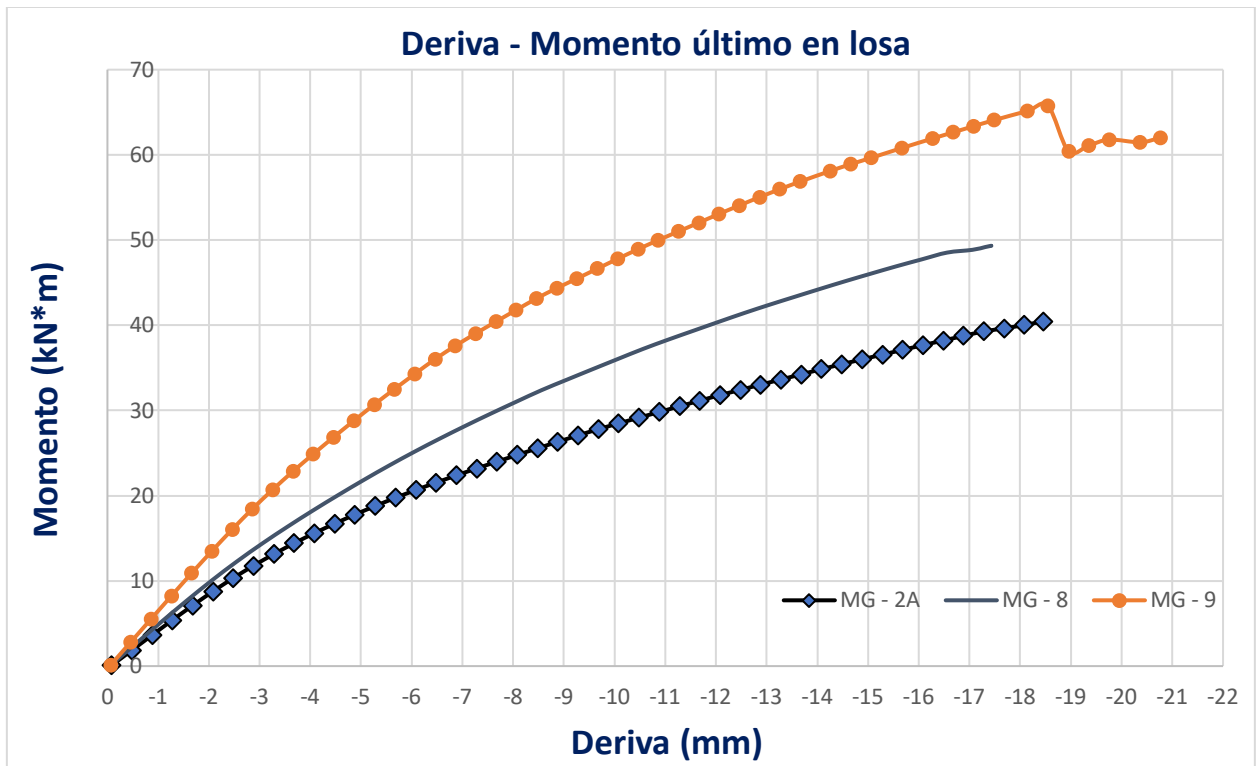


Figura 5-17. Grafica de derivas negativas y momentos en losa en carga monotónica.

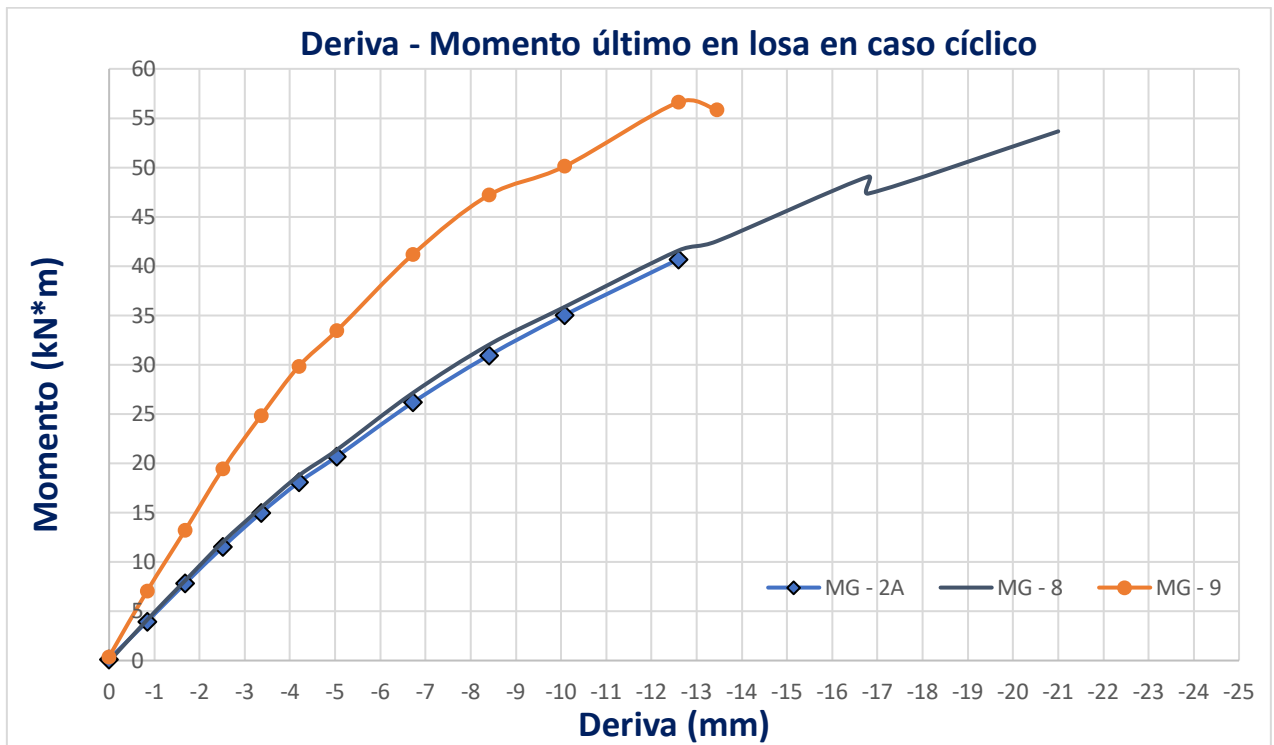


Figura 5-18. Grafica de derivas negativas y momentos en losa en carga cíclica.

5.3. Resultados complementarios

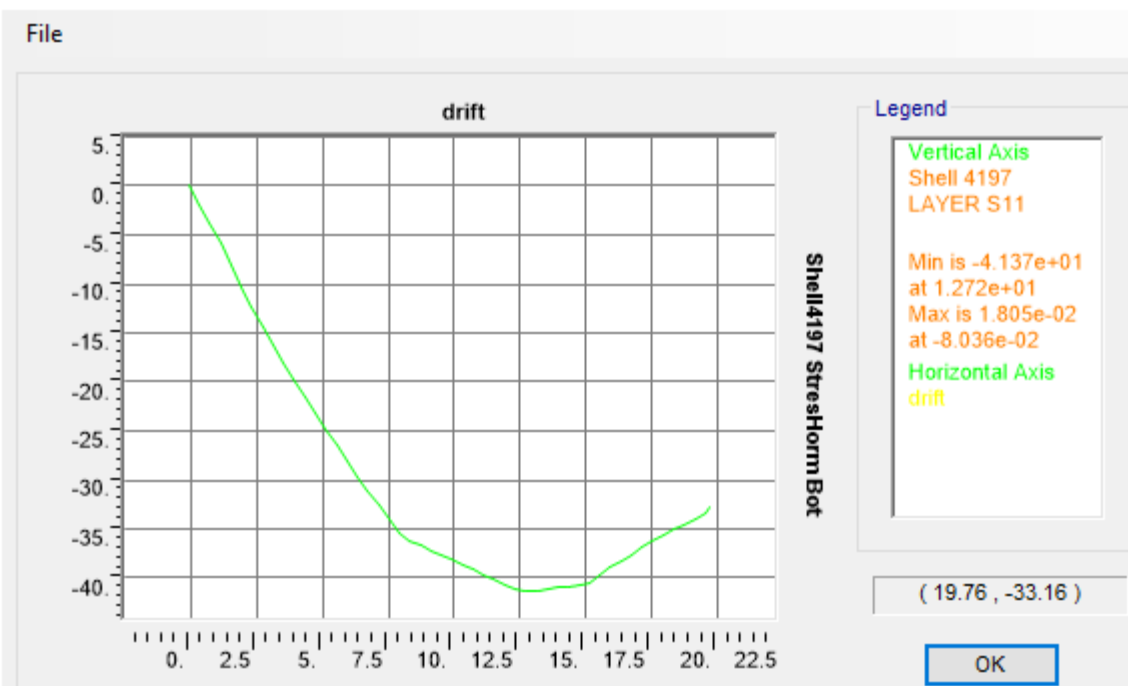
La principal ventaja de la validación de un análisis numérico, es que permite conocer parámetros que experimentalmente es muy complicado, SAP2000 ofrece algunas posibilidades al respecto, como graficar tensiones y esfuerzos.

5.3.1. Graficas de tensiones en el hormigón

Mediante la herramienta de mostrar y funciones de gráficas, se pueden graficar las tensiones en el hormigón creando una función cogiendo el área más desfavorable, para este caso el *shell* central de la banda adyacente a la conexión. Es posible solicitar las tensiones en la parte inferior y superior al ser un *shell-Layered*, ambas son de nuestro interés, bajo el entendido que, en deriva positiva, el hormigón de la parte inferior está sometido a tensión de compresión y la parte superior a tensión de tracción.

En la Figura 5-19, Figura 5-20 y Figura 5-21, se muestran la tensión en el hormigón tanto en la parte inferior a compresión y superior a tracción en la losa de los tres especímenes, de estas representaciones graficas es posible obtener algunas conclusiones, la primera de ellas y más importante es que en el comportamiento del material es mucho más visible el rango no lineal que en la estructura en global, como ya se mencionó esto es debido a la interacción compleja entre los diferentes elementos del modelo, no obstante, la zona más importante a evaluar es la losa en la cual si se observa claramente la misma curva que ha sido creada en el modelo constitutivo del material. El segundo punto a observar es que en los tres casos el hormigón ha encontrado una resistencia un poco superior a la propuesta en la creación del material, esto se puede deber principalmente al carácter triaxial de la compresión y por consiguiente aumento de la resistencia. Por último, es bastante notorio en el comportamiento del espécimen MG-9, como sigue un patrón un poco diferente a los otros dos especímenes como se ha mencionado anteriormente, la razón es que se trata de un hormigón de muy alta resistencia, de tal modo que se recomienda mayor experimentación con modelos de estas características.

✖ Display Plot Function Traces (push-19 displ positivo)



✖ Display Plot Function Traces (push-19 displ positivo)

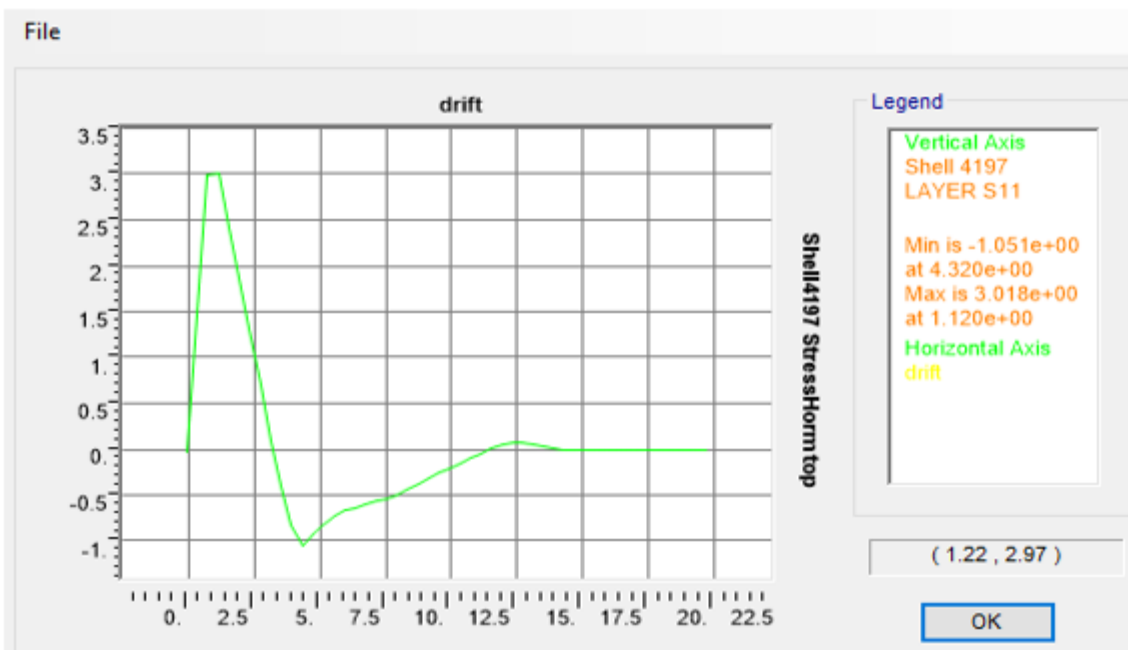
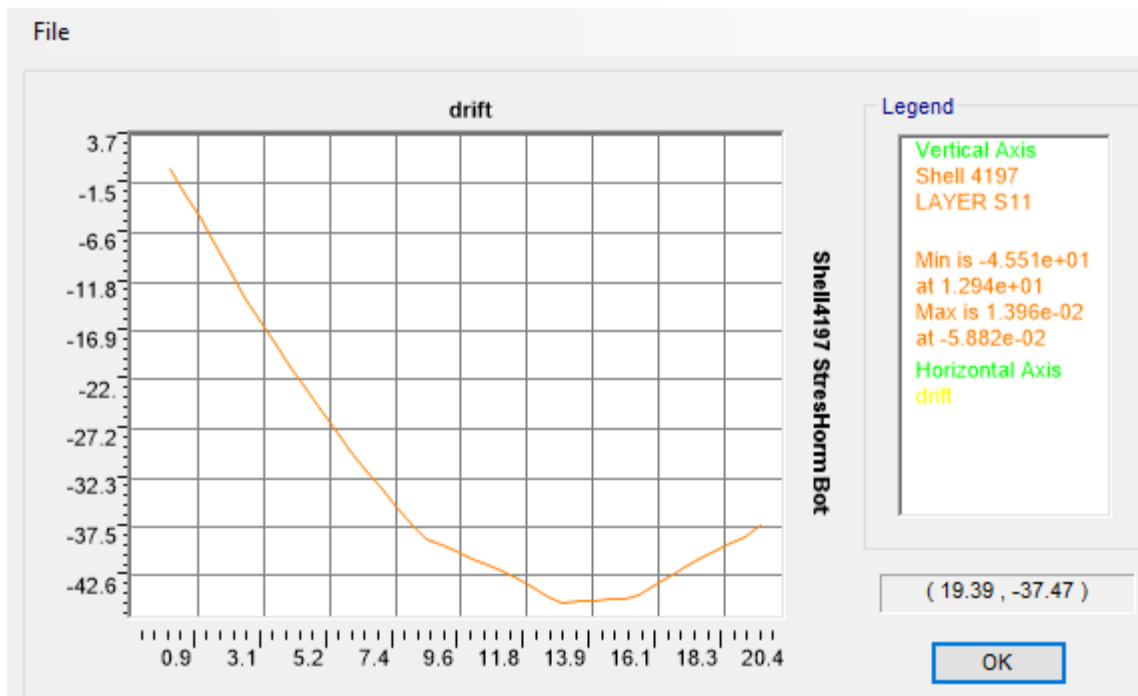


Figura 5-19. Graficas de deriva y tensión del hormigón en sección crítica de MG-2A.

✖ Display Plot Function Traces (push-19 displ positivo)



✖ Display Plot Function Traces (push-19 displ positivo)

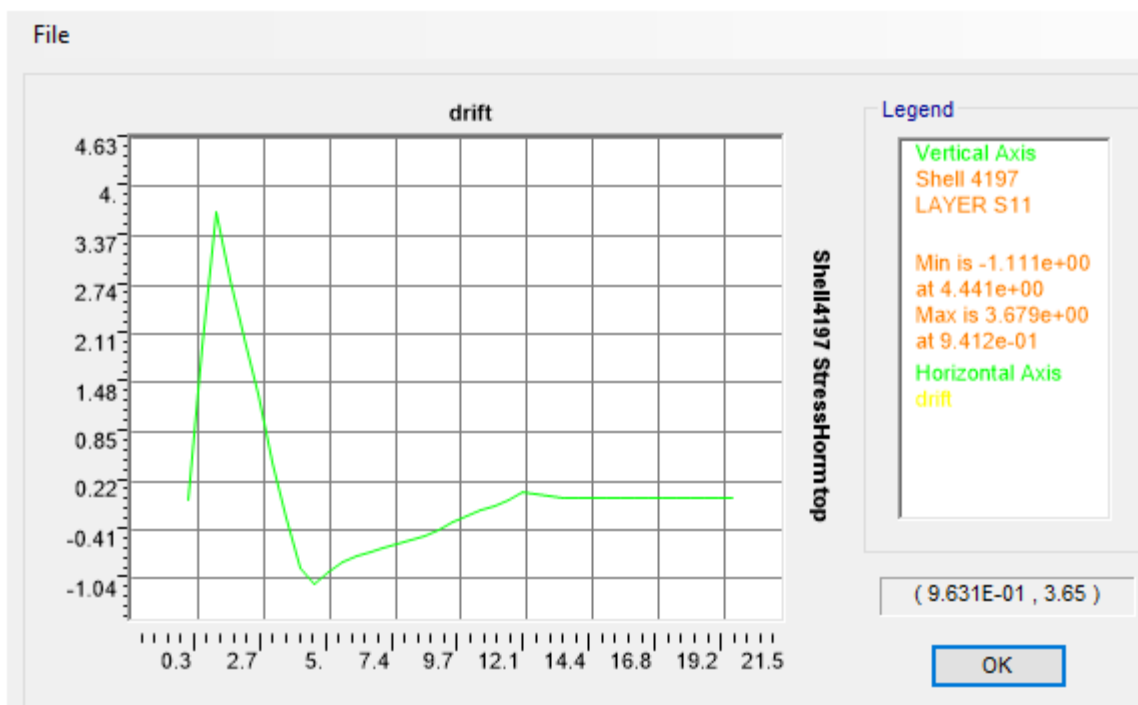
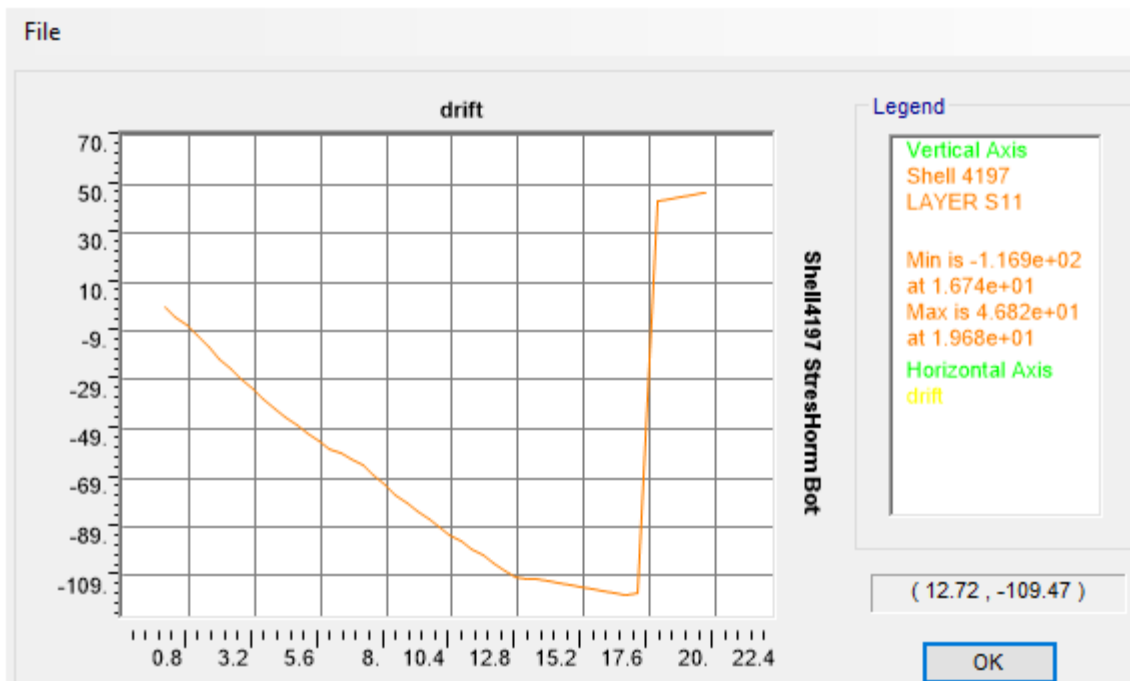


Figura 5-20. Graficas de deriva y tensión del hormigón en sección crítica de MG-8.

✖ Display Plot Function Traces (push-19 displ positivo)



✖ Display Plot Function Traces (push-19 displ positivo)

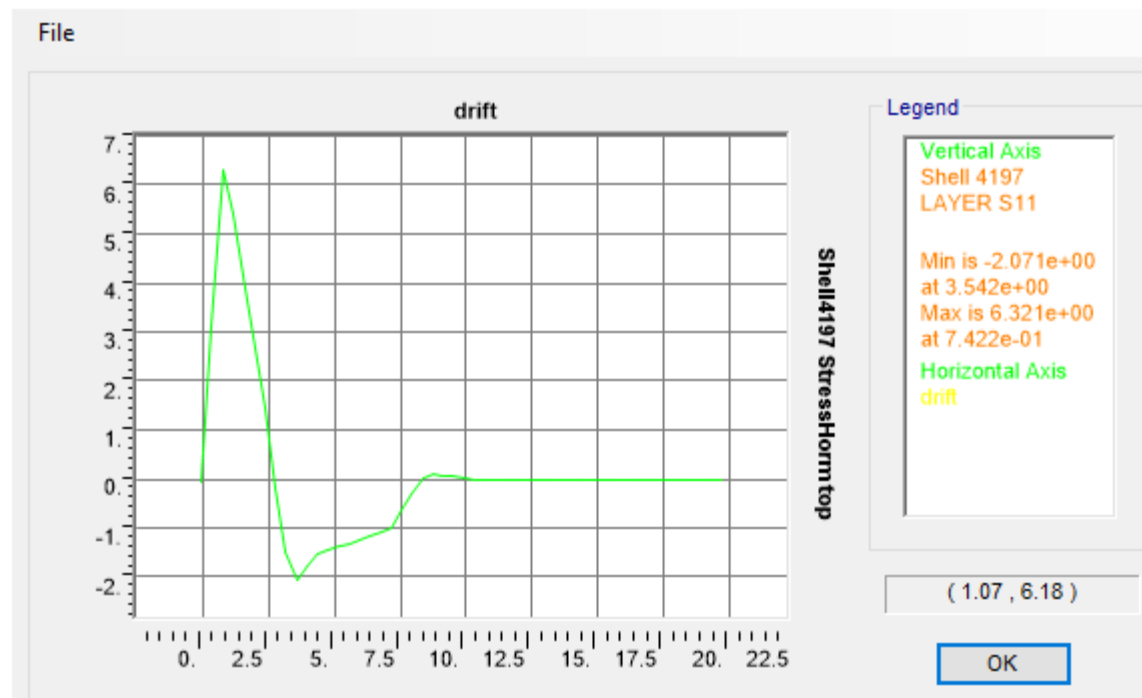


Figura 5-21. Graficas de deriva y tensión del hormigón en sección crítica de MG-9.

5.3.2. Graficas de tensión en la armadura de refuerzo

Se realiza el mismo procedimiento que en el caso del hormigón, con la diferencia en esta vez únicamente es de interés la parte superior del elemento *shell*, tal que en ese punto es donde se encuentra la tensión a tracción del acero.

En los tres especímenes se encuentra el comportamiento no lineal, es visible la meseta del endurecimiento y después de la plastificación la ductilidad característica del acero, de tal forma que en todos los casos se obtienen resultados coherentes y significativos con respecto a la curva definida en el modelo constitutivo del material.

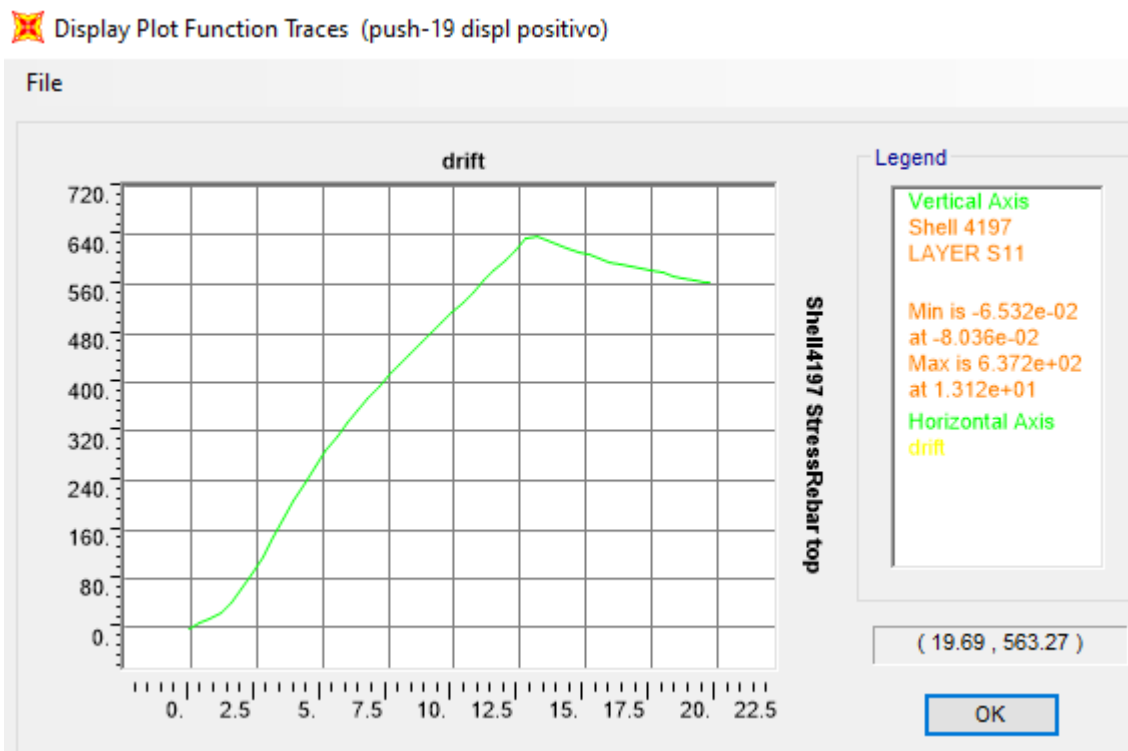


Figura 5-22. Grafica de deriva y tensión de la armadura en MG-2A.

✖ Display Plot Function Traces (push-19 displ positivo)

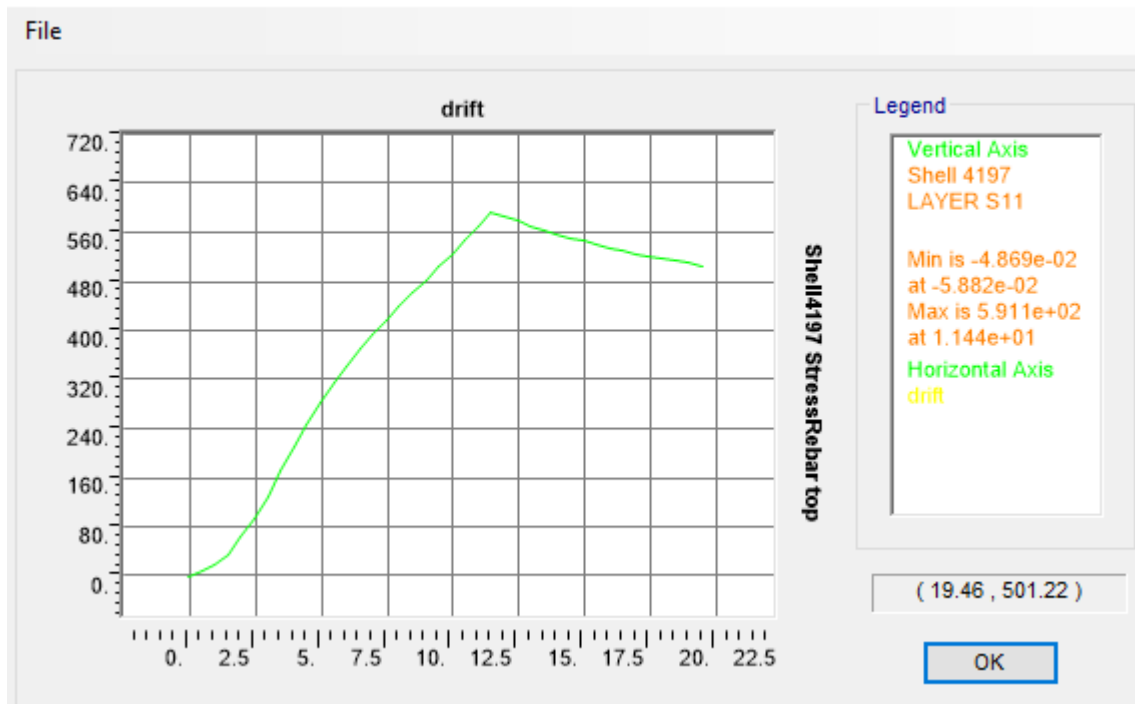


Figura 5-23. Grafica de deriva y tensión de la armadura en MG-8.

✖ Display Plot Function Traces (push-19 displ positivo)

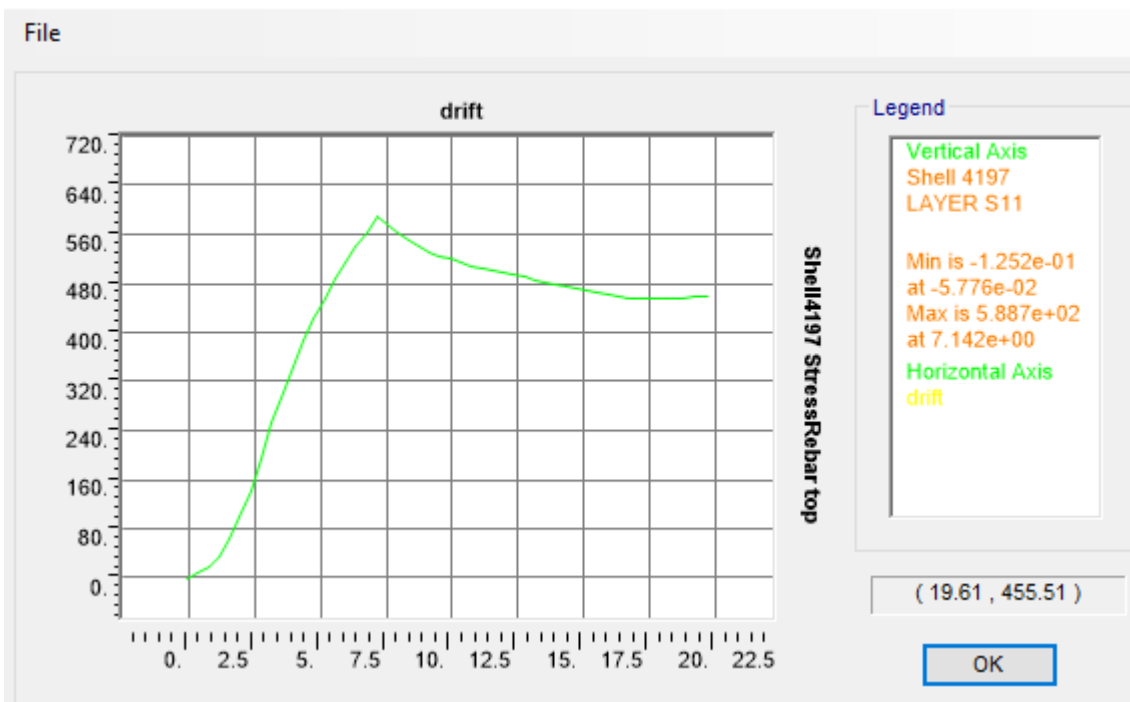


Figura 5-24. Grafica de deriva y tensión de la armadura en MG-9.

5.3.3. Resultados en los elementos tipo *shell*

5.3.3.1. Esfuerzos *M11* y *V13* en losa

Si se accede al botón de mostrar esfuerzos en *shell*, se desplegará un cuadro con diversas opciones mostradas en la Figura 5-25, estas permiten conocer entre otras cosas, los esfuerzos, como el momento *M11* que es de interés en este caso, además de las tensiones en las diferentes capas de los *shell* Layered no lineales definidos. En este cuadro se permite navegar entre los diferentes intervalos de tiempo, así como definir un rango por el usuario, es recomendable hacerlo ya que, de este modo, los resultados gráficos son más representativos e interpretables en el rango de colores, otra observación importante en cuanto al momento y al cortante, es recordar que estos resultados están dados por unidad de longitud, como se mencionó anteriormente, para encontrar un valor representativo es necesario realizar un corte. La Figura 5-26 muestra los resultados para la flexión y la Figura 5-27 describe el cortante, en donde es notorio como este esfuerzo se concentra en la conexión mucho más que la flexión lo cual genera una falla frágil, también se puede ver como hay un cambio de signo en las partes laterales lo que indica el patrón de esfuerzos característico de la falla por punzonamiento.

Display Shell Stresses

Case/Combo

Case/Combo Name: push-19 displ positivo

Multivalued Options

☐ Envelope Max

☐ Envelope Min

☒ Step: 41

Contour Range

☐ Automatic Contour Range

☒ User Defined Contour Range

Minimum Value for User Contour Range: -100 kN-m/m

Maximum Value for User Contour Range: 10 kN-m/m

Stress Averaging

☒ None

☐ At All Joints

☐ Over Objects and Group: Set Groups...

Miscellaneous Options

☐ Show Deformed Shape

☐ Show Continuous Contours (Enhanced Graphics)

Component Type

☒ Resultant Forces

☐ Shell Stresses

☐ Shell Strains

☐ Shell Layer Stresses

☐ Shell Layer Strains

☐ Concrete Design

Component

☐ F11

☒ M11

☐ V13

☐ F22

☐ M22

☐ V23

☐ F12

☐ M12

☐ VMax

☐ FMax

☐ MMax

☐ FMin

☐ MMin

☐ FVM

Figura 5-25. Parámetros para visualizar el *M11* en la losa.

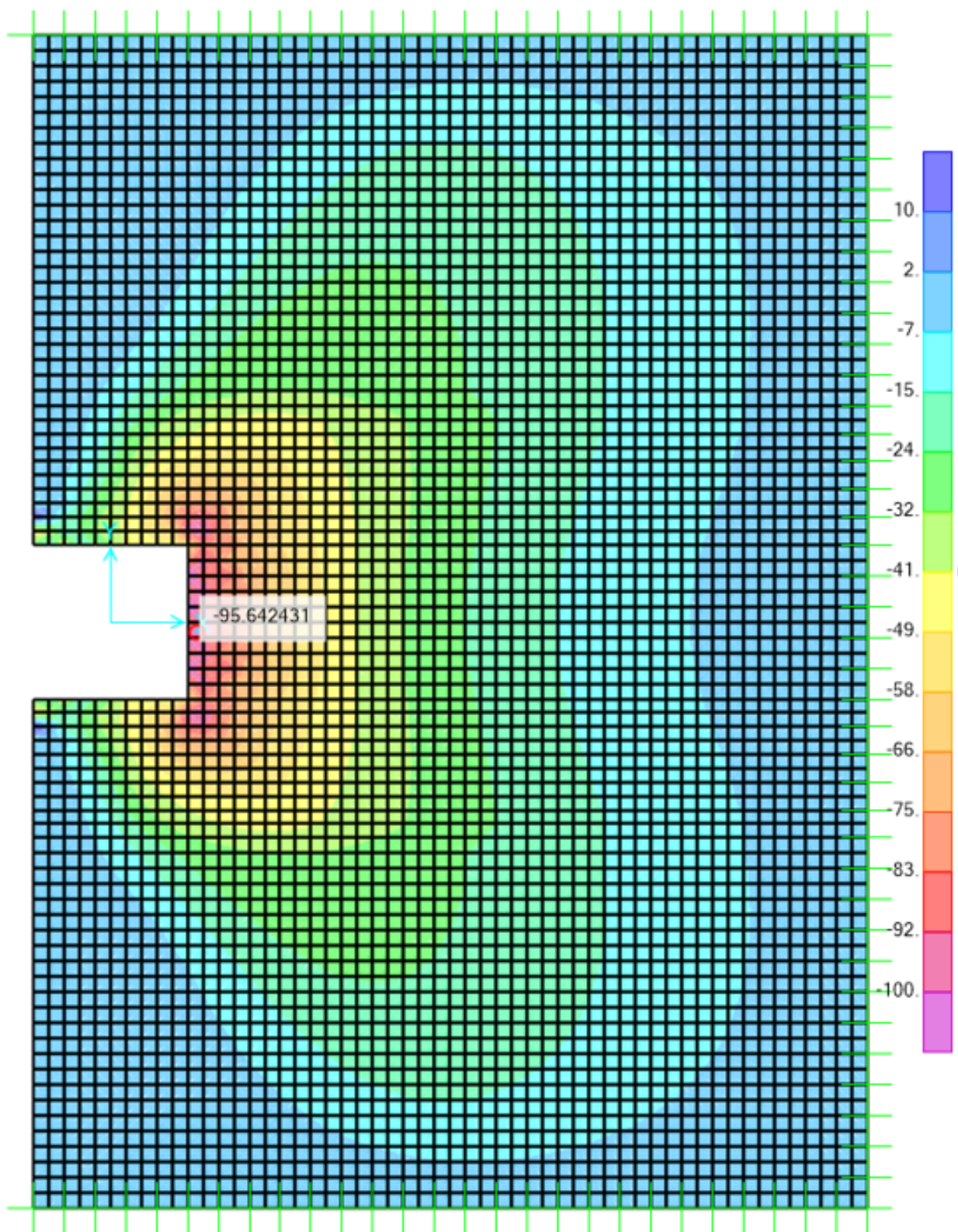


Figura 5-26. Momentos M_{11} en losa de MG-2A.

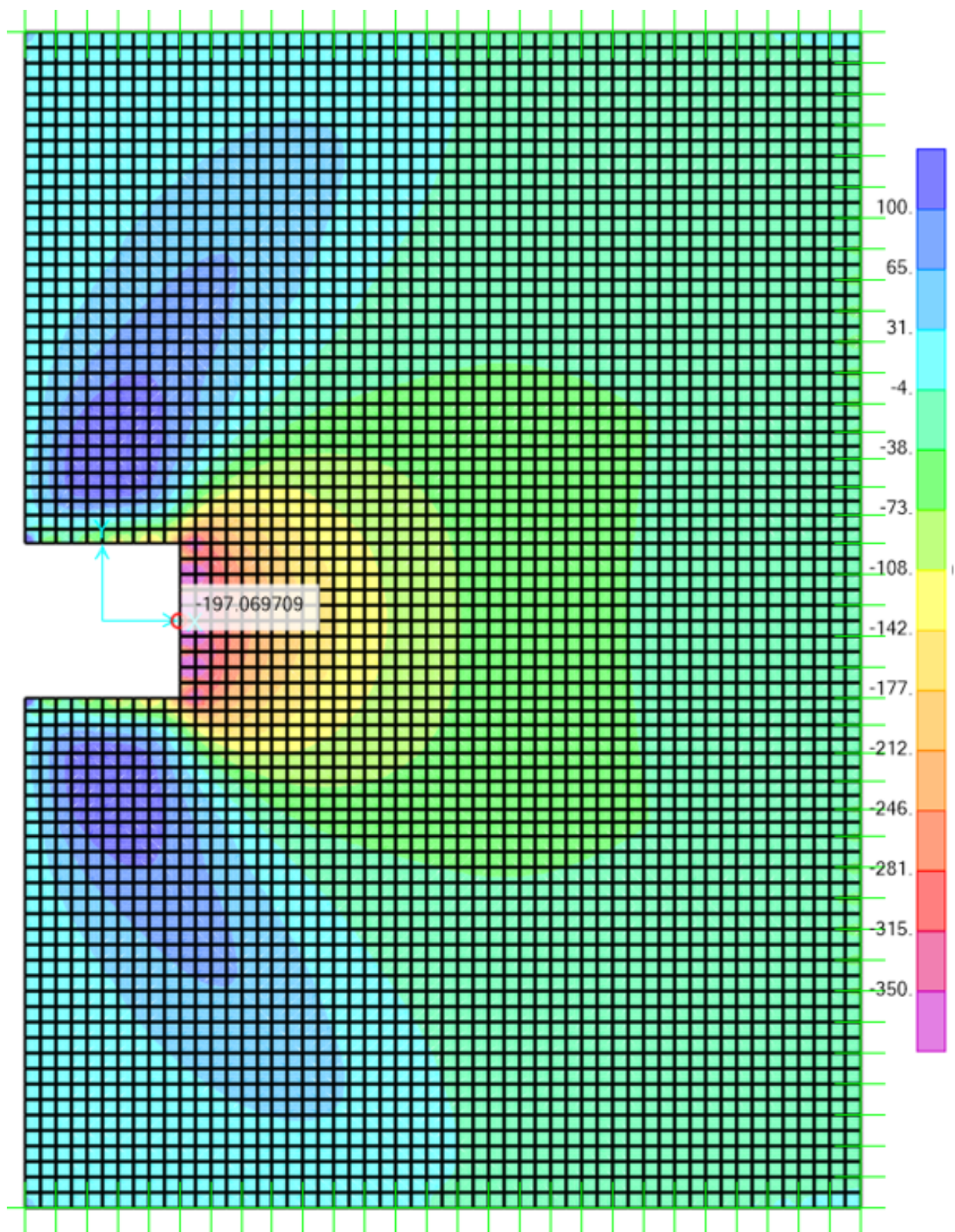


Figura 5-27. Cortante V13 en losa de MG-2A.

5.3.3.2. Tensiones S11 en hormigón

Es posible también visualizar las tensiones actuantes en las diferentes capas del hormigón, seleccionando la opción de resultados únicamente por nombre de capa, como en este caso se analiza la deriva positiva en el lecho inferior esperamos compresión y en la superior tracción. En el botón que solicita la ubicación del espesor, es posible seleccionar alturas relativas a través de todo el canto, en el entendido que se desea conocer las mayores tensiones, se deben coger las distancias relativas de 1, que indican los puntos más alejados del punto central del elemento. Es conveniente modificar los rangos según los valores esperados, en la Figura 5-29 se observan las tensiones de compresión y es notorio como las áreas adyacentes a la conexión han alcanzado su máxima resistencia, mientras que la Figura 5-30 muestra las tensiones de tracción, en este caso se puede ver como las áreas adyacentes han llegado a su máxima tensión y posteriormente dejado de trabajar, por consiguiente muestran valor de cero.

Display Shell Stresses

Case/Combo
Case/Combo Name: push-19 displ positivo

Multivalued Options
☐ Envelope Max
☐ Envelope Min
☒ Step: 50

Contour Range
☐ Automatic Contour Range
☒ User Defined Contour Range
Minimum Value for User Contour Range: -35 MPa
Maximum Value for User Contour Range: 5 MPa

Stress Averaging
☐ None
☒ At All Joints
☐ Over Objects and Group: Set Groups...

Miscellaneous Options
☐ Show Deformed Shape
☒ Show Continuous Contours (Enhanced Graphics)

Component Type
☐ Resultant Forces
☒ Shell Layer Stresses
☐ Shell Stresses
☐ Shell Layer Strains
☐ Shell Strains
☐ Concrete Design
☐ Normalize Stresses by Material Strength (Fy and Fc)

Shell Layer Stress Display Type
☐ By Shell Section and Layer Name
☒ By Layer Name Only

Output Location
Layer Name: ConcS
Thickness Location: -1.0000 Bot

Component
☒ S11
☐ S12
☐ S13
☐ S22
☐ S23
☐ SMax
☐ SMin
☐ SVM

Figura 5-28. Parámetros para visualizar tensiones en el hormigón.

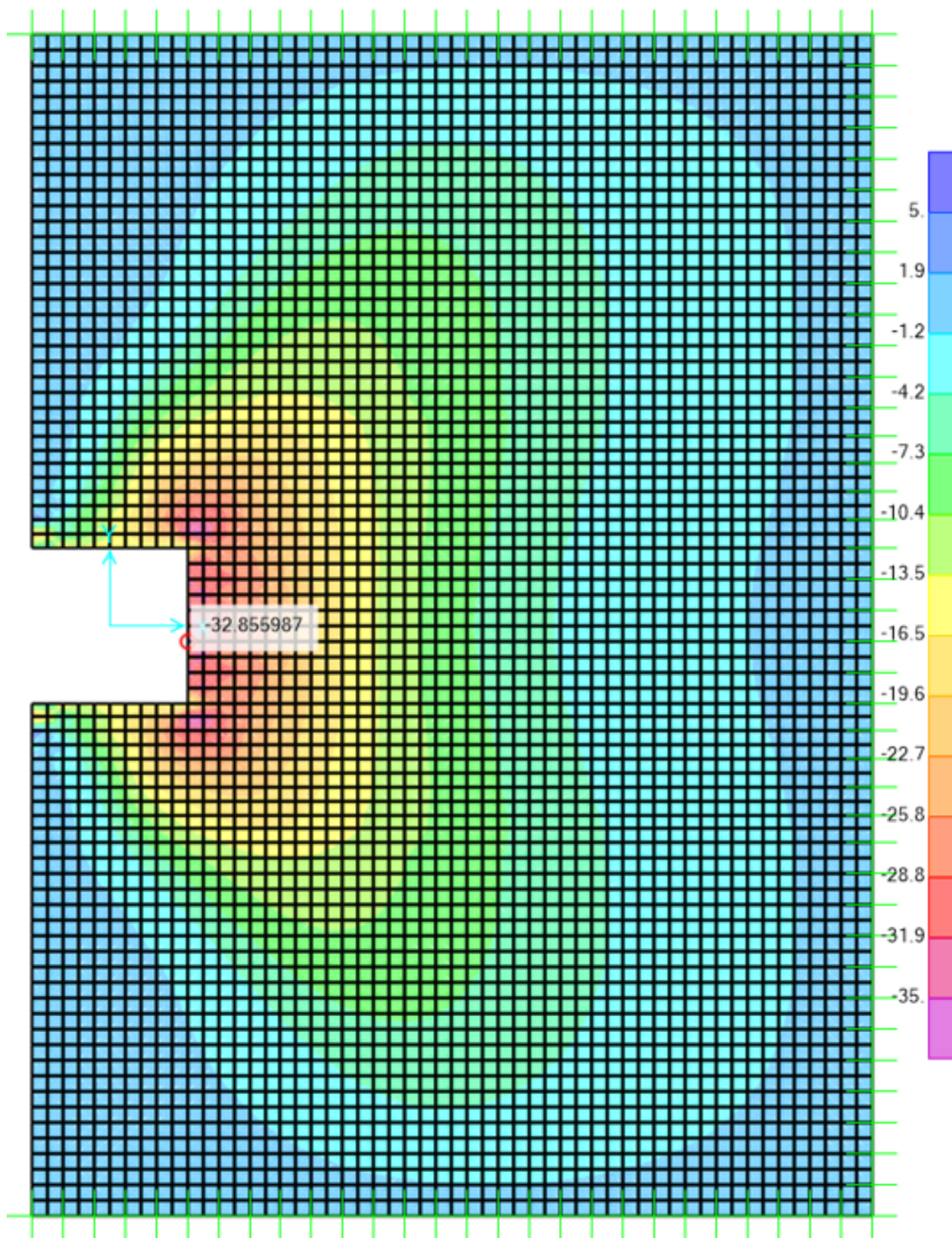


Figura 5-29. Tensiones de compresión en la parte inferior de losa de hormigón de MG-2A.

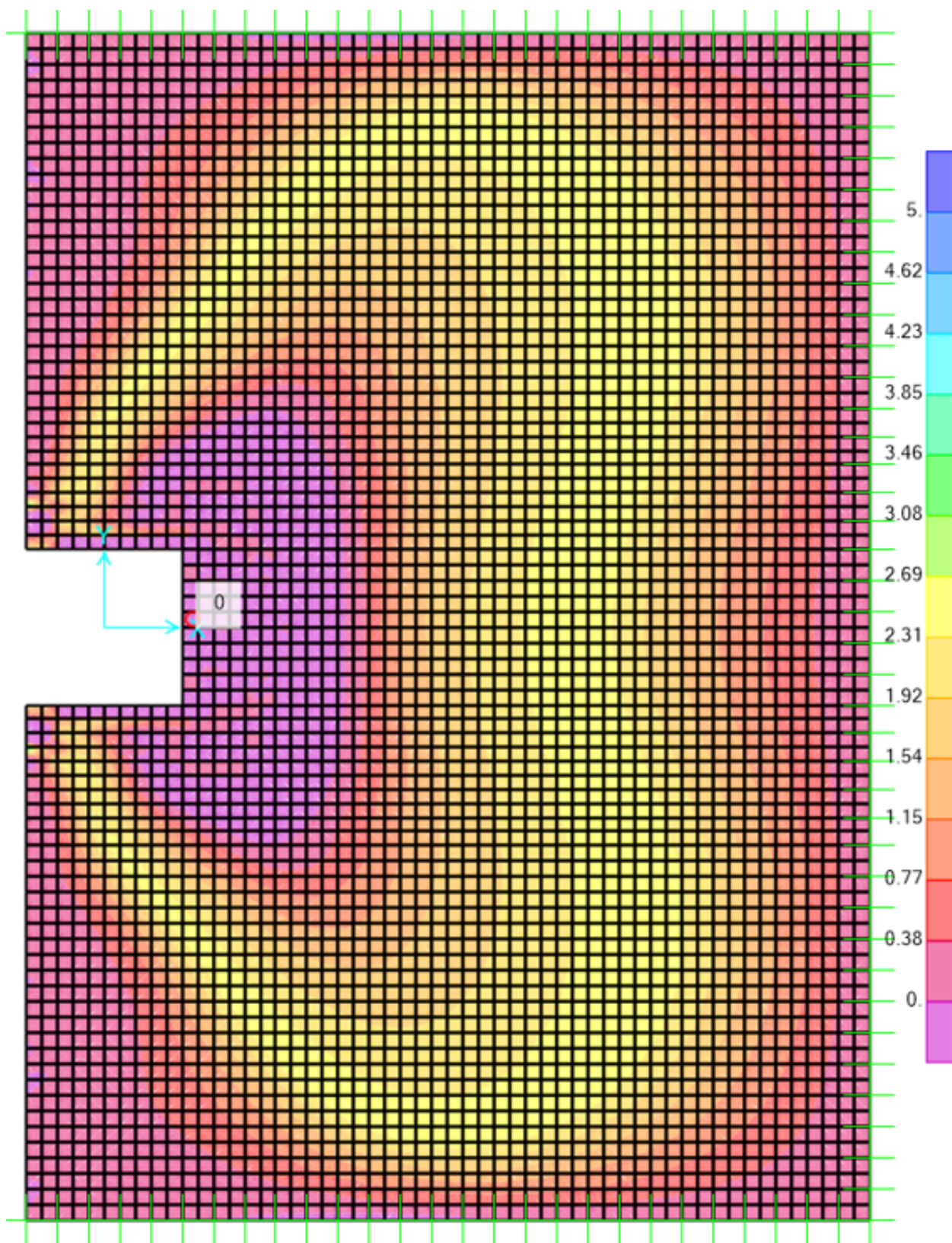


Figura 5-30. Tensiones de tracción en la parte superior de la losa de hormigón de MG-2A.

5.3.3.3. Tensiones en el acero

Para visualizar las tensiones generadas en la armadura de refuerzo de acero, se sigue la misma metodología que en el caso de las capas del hormigón, de igual manera se encuentran distribuidas en espesores relativos a lo largo del espesor total de la capa, se selecciona la distancia relativa más lejana para encontrar los valores más grandes. Se debe ser cuidadoso con los nombres de la capa y ser coherente con los ejes locales definidos en la sección 4.3.2. La Figura 5-32 muestra los resultados y se observa claramente que las tensiones se concentran en la conexión de una manera importante.

Display Shell Stresses

Case/Combo Case/Combo Name: push-19 displ positivo	Component Type <input type="radio"/> Resultant Forces <input type="radio"/> Shell Stresses <input type="radio"/> Shell Strains <input type="radio"/> Concrete Design <input type="checkbox"/> Normalize Stresses by Material Strength (Fy and Fc) <input checked="" type="radio"/> Shell Layer Stresses <input type="radio"/> Shell Layer Strains
Multivalued Options <input type="radio"/> Envelope Max <input type="radio"/> Envelope Min <input checked="" type="radio"/> Step 50	Shell Layer Stress Display Type <input type="radio"/> By Shell Section and Layer Name <input checked="" type="radio"/> By Layer Name Only
Contour Range <input type="radio"/> Automatic Contour Range <input checked="" type="radio"/> User Defined Contour Range Minimum Value for User Contour Range: 0 MPa Maximum Value for User Contour Range: 500 MPa	Output Location Layer Name: TopBar1 Thickness Location: 1.0000 Top
Stress Averaging <input type="radio"/> None <input checked="" type="radio"/> At All Joints <input type="radio"/> Over Objects and Group: Set Groups...	Component <input checked="" type="radio"/> S11 <input type="radio"/> S12 <input type="radio"/> S22 <input type="radio"/> S13 <input type="radio"/> S23 <input type="radio"/> SMax <input type="radio"/> SMin <input type="radio"/> SVM
Miscellaneous Options <input type="checkbox"/> Show Deformed Shape <input type="checkbox"/> Show Continuous Contours (Enhanced Graphics)	

Figura 5-31. Parámetros para visualizar tensiones en el acero.

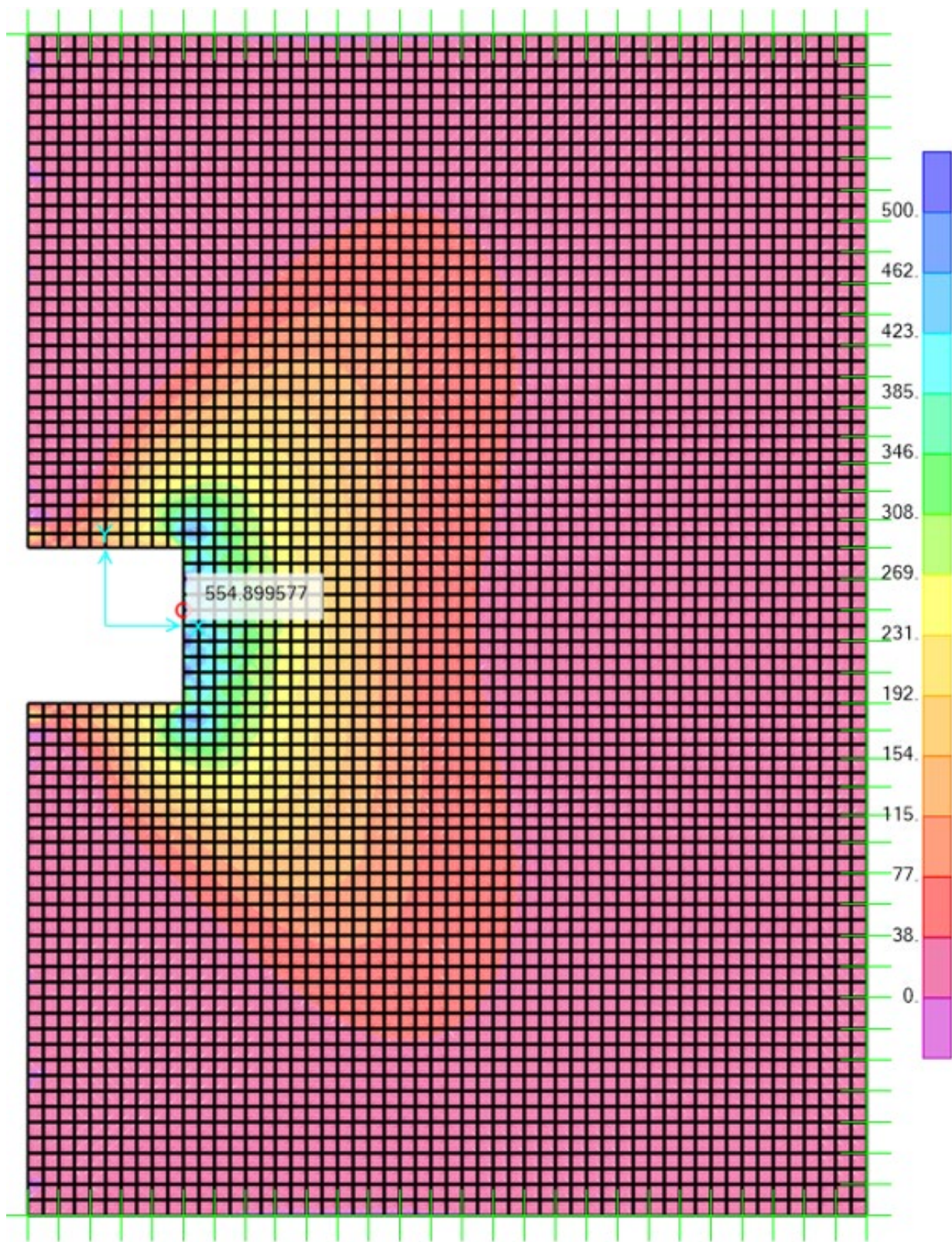


Figura 5-32. Tensiones de tracción en la parte superior de la armadura de MG-2A.

5.3.3.4. Discusión sobre el ancho efectivo

Como se mencionó en la sección 2.1.2.3 el enfoque del ACI-318 (American Concrete Institute, 2019) propone un ancho efectivo de $c + 3h$ por consiguiente el modelado de los especímenes se ha hecho haciendo distinción entre esta banda central y las bandas exteriores. Es posible en la interfaz para buscar los esfuerzos en *shell*, solicitar que se grafique únicamente por secciones, ya sea la central o la interior. La Figura 5-33 muestra la diferencia en tensiones en hormigón en ambas secciones y la Figura 5-34 hace lo propio con el acero. Si bien en el hormigón se puede apreciar que las tensiones se distribuyen más allá de la banda central, en el caso del acero es notorio como la tracción se concentra mucho más en la conexión, fuera de ella si se pueden encontrar algunas áreas con valores pero son pequeños comparados con la zona de $c + 3h$, la finalidad de definir una banda efectiva es considerar o no la aportación de la armadura en el fallo por punzonamiento, así como su acomodo en el diseño estructural, por lo cual podemos entender que esta formulación es acertada aunque a nivel global, Moehle menciona como otros autores proponen adoptar $c + 5h$, la cual tendría en cuenta toda la banda de tensiones.

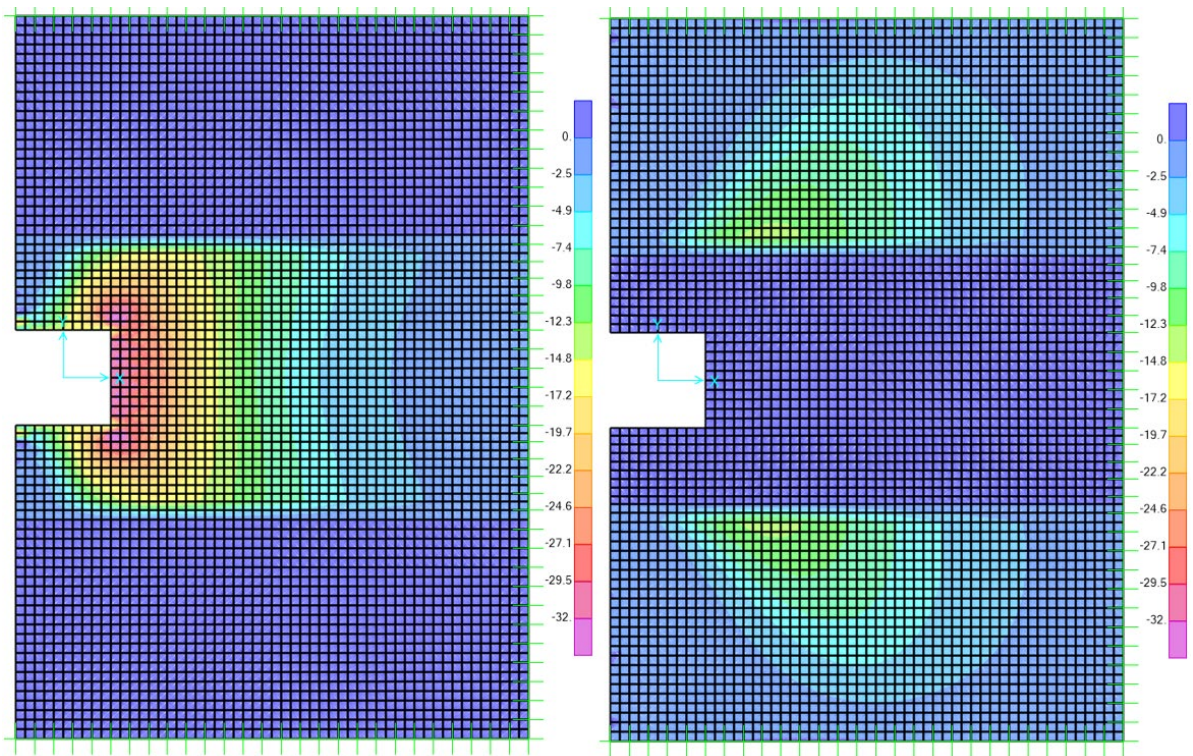


Figura 5-33. Tensiones en el hormigón a) banda central b) bandas exteriores.

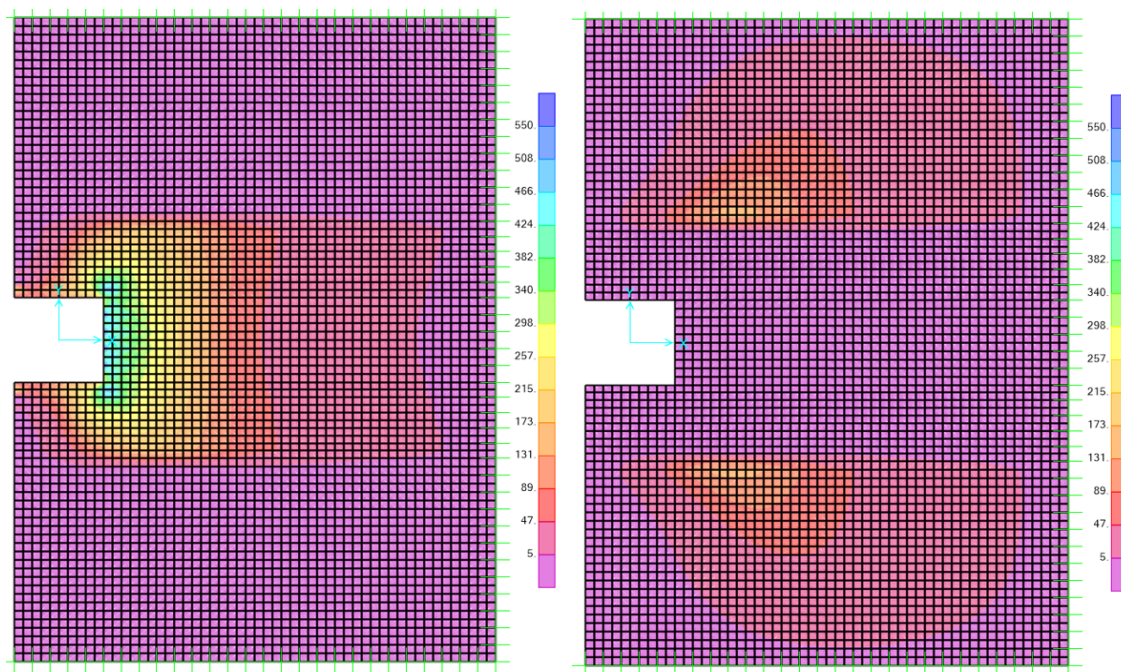


Figura 5-34. Tensiones en el acero a) banda central b) bandas exteriores.

5.3.4. Costo computacional de los modelos

	Tiempo (minutos)	Mallado (cm)
MG-2A		
Monotónica	14	2.5
Cíclica	18	2.5
MG-2A		
Monotónica	22	2.5
Cíclica	30	2.5
MG-2A		
Monotónica	35	2.5
Cíclica	47	2.5

Tabla 5-5. Casos de carga y costo computacional.

Los análisis se han realizado con un ordenador de 16 GB de memoria RAM, utilizando un procesador Intel CORE i7 de decima generación, con el sistema operativo Windows 10 de 64 bits y un disco duro de estado de estado sólido de 500 GB. Es importante mencionar que el tiempo de cálculo puede variar dependiendo las características de funcionamiento del ordenador descritas anteriormente.

Se puede observar en la Tabla 5-5, que el costo en el tiempo de análisis se incrementa conforme aumenta la resistencia de los materiales, lo cual es lógico ya que se requiere de mayores intervalos de tiempo para llevar la estructura a su estado limite, por otra parte, es notorio como los casos de carga cíclica tienden a ser un poco más tardados. El tamaño de malla se consideró uniforme para todos los modelos y en esta investigación no se incluyen resultados con un mallado más grande, debido a que cuando se experimentó con estas, se ha encontrado que los valores de los esfuerzos arrojaban errores muy importantes con respecto a los buscados en el ensayo, de tal manera que no se consideran significativos.

6. Conclusiones

- Se ha logrado proponer con gran detalle, una metodología para el modelado de conexiones de columna y losas planas fallando a punzonamiento debido a derivas sísmicas, mediante elementos *shell* no lineales, que arrojan resultados con bastante precisión, teniendo errores menores al 10% en derivas y momentos últimos en la conexión.
- Se ha probado que un software comercial como SAP2000 puede ser competitivo para modelar estructuras de esta naturaleza y que es una herramienta útil a nivel ingenieril para evaluar el desempeño de diseños previamente respaldados por los códigos.
- Se han proporcionado detalles muy específicos respecto a los parámetros necesarios para la definición de los materiales y de los *shell* no lineales, así mismo en los casos de carga, estos datos son útiles para el usuario y ahorran mucho tiempo práctico.
- Se ha encontrado que con un tamaño de mallado con relación de uno entre seis respecto al canto de la losa, y procurando elementos con un dibujo rectangular, se obtienen resultados muy satisfactorios.
- Aprovechar al máximo las funciones automatizadas de SAP2000 en cuanto a materiales, modelos de histéresis, y herramientas de dibujo, permiten un tiempo de modelado muy bajo, al ser los elementos *shell* de muy fácil reproducción.
- El comportamiento global de la estructura, está gobernado principalmente por los modelos constitutivos no lineales de los materiales utilizados, así como la direccionalidad de sus componentes definida.
- La combinación usando Mander para la curva de tensión – deformación y PIVOT como modelo de histéresis, demostró representar el comportamiento del hormigón armado de una forma muy precisa, siendo sometido a esfuerzos de flexión y tensión tangencial.

- El hecho de que en SAP2000 no sea posible representar armadura transversal en el eje local 3 de los *shell* Layered no lineales, limita mucho su aplicación y su alcance técnico en la práctica.
- Los resultados después del fallo son muy poco representativos, por lo cual no se logra representar la ductilidad encontrada en el ensayo experimental y la deriva negativa no se asemeja a los resultados reportados, no obstante, el valor del momento último en la losa ha encontrado valores muy aceptables incluso en la deriva negativa.
- La conexión entre la losa y la columna, modelada mediante un *shell* elástico sin propiedades no lineales, permite que el modelo no falle prematuramente por una concentración de tensiones irreales en el nodo de unión, sin embargo, también limita el comportamiento global de la estructura después de llegar a su estado límite último, debido a su tendencia a transmitir esfuerzos de manera lineal, no tiene la capacidad de presentar la fisuración y degradación cíclica, que es muy importante para el comportamiento dúctil.
- El tiempo de cálculo es considerable debido al gran número de áreas que se general al discretizar la losa. Esto mismo provoca una cantidad muy grande de resultados para interpretar, lo cual requiere de conocimiento del programa y un criterio amplio.
- El patrón de tensiones encontrado es el cono típico de punzonamiento, sin embargo, la fisuración no es tan visible como sería en un modelo de elementos finitos, por lo cual se debe evaluar el daño asociándolo a las tensiones en las capas de los materiales.
- Se pueden llegar a presentar problemas de convergencia por muchos factores, por ejemplo, el modelo de histéresis y los parámetros elegidos para el hormigón, la direccionalidad, el mallado o el amortiguamiento dinámico propuesto en los casos de carga, de tal manera que se ha de ser cuidadoso con estos puntos.
- El espécimen con un hormigón de alta resistencia presenta un comportamiento diferente y ha sido necesario ajustar algunos valores para calibrarlo.

6.1. Futuras líneas de investigación

- Proponer una configuración para modelar la interacción entre la losa y la columna con un *shell* no lineal, que tenga la capacidad de soportar las tensiones ficticias que se generan en el nodo de unión y que sea coherente con la resistencia global de la estructura, para que de esta manera sea posible evaluar el comportamiento dúctil.
- Manipular ángulos de acción de áreas y materiales para lograr la representación de armadura de cortante transversal en la losa, mediante una capa en el *shell-Layered*.
- A pesar de que la falla a punzonamiento con carga gravitacional ha sido estudiada experimentalmente de forma amplia, los estudios experimentales donde se inducen solicitaciones típicas de las cargas laterales son muy escasos. Se recomienda, por lo tanto, realizar estudios experimentales en este sentido, que permitan conocer de forma empírica la influencia de las diferentes variables de diseño.
- A pesar de que los modelos no-lineales que combinan elementos 2D con capas ya representan una reducción de complejidad de modelado y cálculo respecto a los modelos 3D, éstos pueden considerarse altos para algunas situaciones de diseño práctico. Por ello, se recomienda estudiar la posibilidad de ajustar modelos de pórtico equivalente, empleando elementos *barras* y rótulas plásticas de flexión y corte, para generar un nivel de aproximación más que pueda ser usado en las situaciones prácticas donde no se justifique un modelado mediante elementos 2D.

7. Bibliografía

- Al-Sherrawi, M. H. (2019). Analysis of Corner Column-Slab Connections in Concrete Flat Plates. *East African Scholars Journal of Engineering and Computer Sciences*, 37-46.
- American Concrete Institute. (2019). *Building Code Requirements for structural concrete (ACI 318-19)*. Farmington Hills: American Concrete Institute .
- American Society of Civil Engineers. (2013). *ASCE 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Builfings*.
- Arroyo Portero, J. C., Morán Cabré, F., & García Meseguer, Á. (2018). PUNZONAMIENTO. En J. C. Arroyo Portero, *JIMÉNEZ MONTOYA ESCENCIAL* (págs. 279-286). Madrid: CINTER .
- Comité Europeo de Normalización. (2010). *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. EN 1992-1-1*. Madrid, España: AENOR.
- Computers & Structures, I. (2015). *Modified Darwin-Pecknold 2-D reinforced concrete material model*.
- Computers & Structures, I. (2017). *CSI Analysis Reference Manual*.
- Computers & Structures, INC. (2008). *Technical Note Material Stress-Strain Curves*.
- Council, A. T. (1996). *ATC-40, Seismic Evaluation and Retrofit Of Concrete Buildings* (Vol. 1). California: Seismic Safety Commission.
- Drakatos, I.-S. (2014). Second European Conference On Earthquake Engineering And Seismology. *Lateral Force Resisting Mechanisms In Slab-Column Connections: An Analytical Approach*, (págs. 1-11). Istanbul.
- FEMA, A. a. (2000). *FEMA 356, Prestandar And Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings*. Washington, D.C.
- Ghali, A., & Megally, S. (2000). Seismic behavior of slab - column connections. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 27, 84-100.

- Ghali, A., & Ritchie, M. (2005). Seismic-Resistant Connections of Edge Columns with Prestressed Slabs. *ACI Structural Journal*, 314-323.
- Ghali, A., Ritchie, M., Dilger, W., & Gayed, R. (2006). Unbalanced Moment Resistance by Shear in Slab-Column Connections: Experimental Assessment. *ACI Structural Journal*, 74-82.
- Hernández, E. (2017). *Manual de Aplicación del Programa SAP2000*.
- Kavitha, S. (2015). Study On Behaviour Of Flat Plate Column Connection With Various Types Of Slab Shear Reinforcement. *International Journal of Informative & Futuristic Research*, 2(9), 2988-2999.
- Lu, X. (2015). A Shear Wall Element for Nonlinear Seismic Analysis of Super-Tall Buildings Using OpenSees. *Finite Elements in Analysis & Design*, 14-25.
- Minor, O. (2014). *Consideraciones sobre la metodología propuesta por las Normas Técnicas Complementarias del reglamento de construcciones para el Distrito Federal del 2004 para el análisis y diseño de losas planas aligeradas*. Ciudad de México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Moehle, J. (2015). Slab-column and slab-wall connections. En J. Moehle, *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings* (págs. 397-410). McGraw-Hill Education.
- Tambusay, A., Suprobo, P., Faimun, & Arwin, A. (2017). Finite Element Modelling of a Reinforced Concrete Slab-Column Connection under Cyclic Lateral Load. *International Journal of Applied Engineering Research*, 12(7), 1987-1993.
- Wieczoreka, M. (2013). Concept of Shell-Beam Model of Slab-Column Connection Based on Analysis of the 3D Model. *Procedia Engineering*, 158-165.